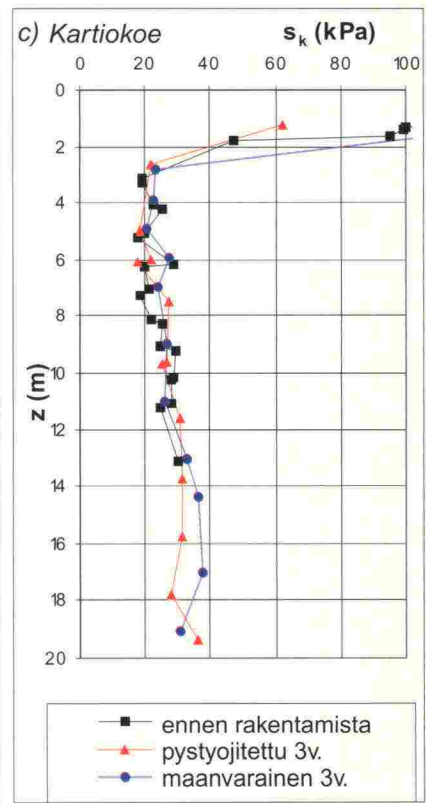
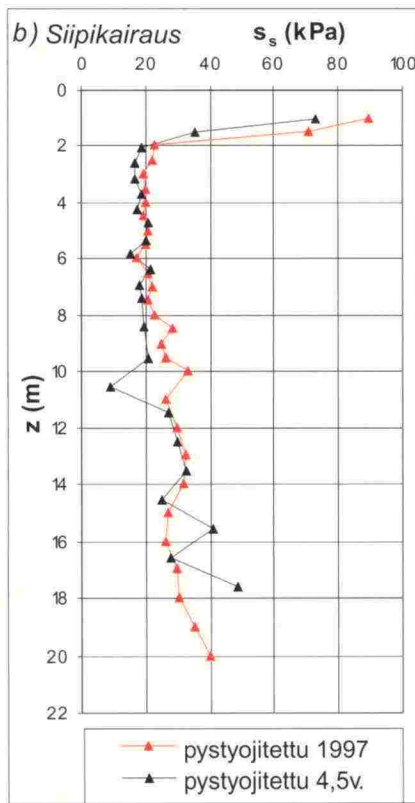
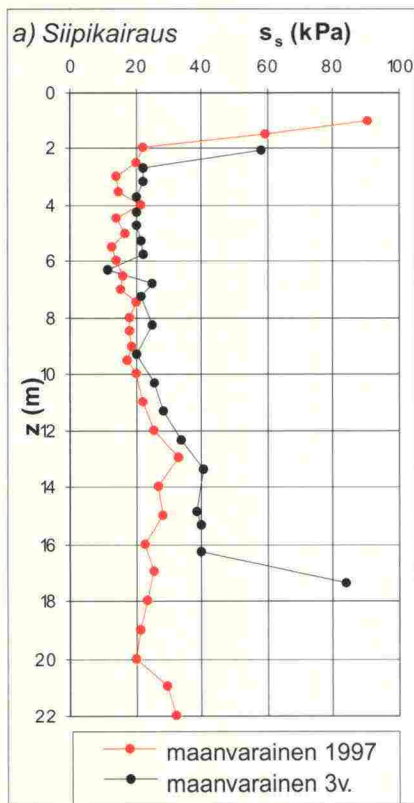


Pauli Vepsäläinen, Matti Lojander, Mirva Koskinen

Haarajoen koepenger

Maaperän lujittumistutkimus

Tiehallinnon selvityksiä 18/2002



Pauli Vepsäläinen, Matti Lojander, Mirva Koskinen

Haarajoen koepenger

Maaperän lujittumistutkimus

Tiehallinnon selvityksiä 18/2002

Kansikuva: Haarajoen koepenger. Siipikairauksista ja kartiokokeista määritetty suljettu leikkauslujuus. Syvyydet painumien jälkeen on korjattu vastaamaan syvyyksiä ennen rakentamista.

ISSN 1457-9871
ISBN 951-726-891-2
TIEH 3200750

Edita Prima Oy
Helsinki 2002

Julkaisua myy/saatavana:
Tiehallinto, julkaisumyynti
faksi 0204 22 2652
s-posti julkaisumyynti@tiehallinto.fi
www.tiehallinto.fi/julk2.htm



TIEHALLINTO
Opastinsilta 12 A
PL 33
00521 HELSINKI
Puhelinvaihte 0204 22 11

TIIVISTELMÄ

Tieliikelaitos järjesti vuonna 1996 Haarajoen koepenkeren painumalaskentakilpailun. Kilpailutehtävänä oli arvioida 3 m korkean koepenkeren painumia, sivusiirtymiä ja huokospaineita kahden vuoden kuluttua rakentamisesta. Penkeren toinen pää perustettiin maanvaraisesti ja toinen pää pystytöjituksen avulla. Penkeren käyttäytymistä on seurattu painumalaskentakilpailun jälkeen ja on huomattu, että primääripainuma jatkuu myös pystytöjitetulla osalla edelleen suurena.

Kolme vuotta rakentamisen jälkeen koepenkeren läpi tehtiin kairauksia ja otettiin häiriintymättömiä näytteitä. Lujittumistutkimuksen tavoitteena oli selvittää, mitä kolmen vuoden konsolidointiaika on maapohjaan vaikuttanut. Mitatut vaikutukset maapohjan lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksiin olivat vähäisiä varsinkin yli 10 m syvyydessä. Samanlaisiin johtopäätöksiin tulitiin elementtimenetelmälaskelmissa.

Selkeimmin kolmen vuoden konsolidoinnin vaikutus oli nähtävissä vesipitoisuuden pienenemisenä ylimmissä maakerroksissa. Vesipitoisuusmittauksia on yleensäkin käytettävissä runsaasti, joten siten voidaan saada hyviä arvioita ajan vaikutuksesta kuormitettuun maapohjaan; varsinkin, kun vesipitoisuus voidaan mitata luotettavasti myös häiriintyneistä näytteistä.

Suljetun leikkauslujuuden ja esikonsolidaatiojännityksen kasvu kolmen vuoden konsolidoinnin aikana oli vähäistä, sillä maapohja oli ennen penkeren rakentamista lievästi ylikonsolidoitunutta. Tämä voitiin todeta myös elementtimenetelmälaskelmien avulla.

Pauli VEPSÄLÄINEN, Matti LOJANDER, Mirva KOSKINEN: Haarajoen koepenger. Maaperän lujittumistutkimus. [Haarajoki test embankment. Consolidation study]. Helsinki 2002. Tiehallinto. Tiehallinnon selvityksiä 18/2002. 67 p. + app. 10 p. ISSN 1457-9871, ISBN 951-726-891-2, TIEH 3200750.

Keywords: geotechnical calculations, embankments, settlements, clay
Classification: 62

ABSTRACT

The Finnish Road Administration arranged a competition to calculate settlements at Haarajoki test embankment. The task was to evaluate settlements, horizontal displacements and pore pressures of the 3m-high test embankment two years after construction. The other half of the embankment was built on virgin subsoil, and the other half on vertical drains. The behaviour of the embankment was observed after the competition and it has been noticed that even on the vertically drained size of the embankment, primary consolidation still continues significantly.

Three years after construction, soundings were done and undisturbed samples were taken through the embankment. The objective of the study was to find out what kind of impact the three-year consolidation has had on the subsoil. The measured effects on the strength and straining properties of the subsoil were minor especially below a depth of 10 meters. The same conclusions could be made on the basis of finite element method calculations.

The effect of the consolidation time of three years was found most clearly on the water content of the upper soil layers. Usually, there are a good deal of water content measurements, measured liably even from disturbed samples, that can give a good estimation of the effect of time on the subsoil.

The growth of the undrained shear strength and the preconsolidation pressure during the three years of consolidation was small for the subsoil was slightly overconsolidated before construction of the embankment. This was noticed also in the results of finite element method calculations.

ESIPUHE

Tielaitos järjesti vuosina 1997-1999 kansainvälisen painumalaskentakilpailun, jossa tehtävänä oli laskea savikolle perustetun Haarajoen koepenkereen painumat, sivusiirtymät ja maaperässä tapahtuvat huokospaineen muutokset. Kilpailun jälkeen Tiehallinto jatkoi koepenkereen mittauksia, ja käynnisti Haarajoen koepenkereen lujittumistutkimuksen. Tämä raportti on tutkimuksen loppuraportti.

Tutkimuksen ohjausryhmään kuuluivat Pentti Salo Tiehallinnosta sekä Mikko Smura, Panu Tolla ja Jyrki Nikkinen Tieliikelaitoksesta. Raportin ovat koonneet Pauli Vepsäläinen, Matti Lojander ja Mirva Koskinen Teknillisestä korkeakoulusta.

Helsinki, toukokuu 2002

Tiehallinto

Sisältö

TIIVISTELMÄ	3
ABSTRACT	4
ESIPUHE	5
1 JOHDANTO	7
2 POHJATUTKIMUKSET JA LASKELMAT ENNEN KILPAILUN PÄÄTTYMISTÄ	8
3 HAVAINNOT	15
4 KAIRAUKSET JA LABORATORIOTUTKIMUKSET PENKEREEN ALTA	21
5 PLAXIS-LASKELMAT	30
5.1 Laskentojen lähtötiedot	30
5.2 Laskentatulokset, maanvarainen penger	33
6 SAGE CRISP-LASKELMAT	41
6.1 laskentojen lähtötiedot	41
6.2 Laskentatulokset, maanvarainen penger	45
6.3 Laskentatulokset, pystyöjitettu maapohja	54
7 YHTEENVETO	63
8 KIRJALLISUUS	65
9 LIITTEET	67

1 JOHDANTO

Tielaitos järjesti vuosina 1997-1999 Haarajoen koepenkeren painumalaskentakilpailun. Kilpailun jälkeen penkeren mittauksia on jatkettu edelleen, sillä koepenger on jätetty osaksi pysyvää meluvallia. Kolme vuotta rakentamisen jälkeen penkeren läpi suoritettiin kairauksia ja otettiin häiriintymättömiä maanäytteitä laboratoriotutkimuksia varten. Näiden tutkimusten tarkoituksena oli selvittää, mitä kolmen vuoden konsolidoitumisaika on maapohjaan vaikuttanut ja kuinka paljon tällaisilla tutkimuksilla voidaan ennustaa tulevaa käyttäytymistä. Tällä asialla on erittäin suuri merkitys mm. silloin, kun aikaisemmin rakennettua tietä joudutaan korottamaan tai leventämään.

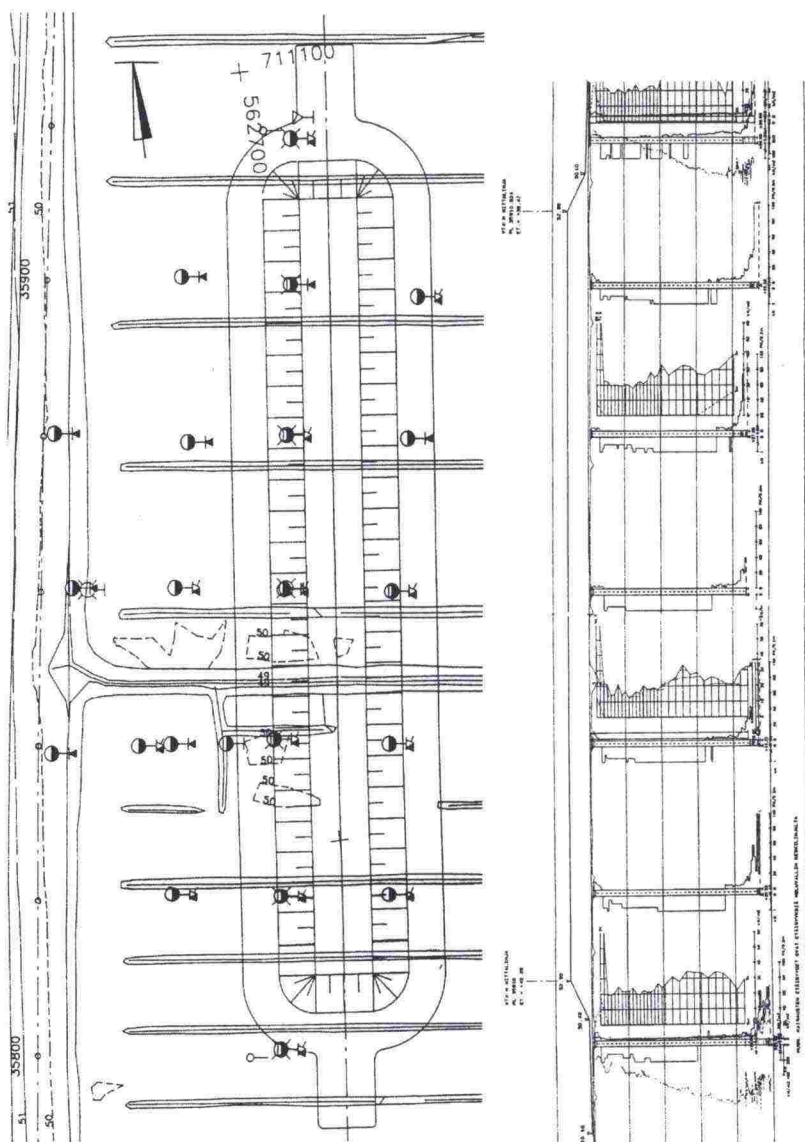
Haarajoen koepenger on perustettu pohjasuhteiltaan vaikealle alueelle. Tämä näkyy laskentakilpailun tulosten suurena hajontana. Hankalat pohjasuhteet ovat aiheuttaneet myös sen, että pystyjoitetun osan painuma jatkuu edelleen huomattavan suurena.

Kolmen vuoden mittausaika on niin pitkä, että maapohjan tulevaa käyttäytymistä voidaan ennustaa merkittävästi paremmin jälkilaskennalla kuin ennen rakentamista tehdyillä laskelmilla, koska laskentamenetelmän valinta ja useimpien parametrien arvo voidaan arvioida paremmin. Tähän tutkimukseen liittyen on tehty uusia laskelmia elementtimenetelmällä ohjelmilla PLAXIS ja SAGE CRISP. Laskelmien avulla on pyritty selvittämään myös sitä, miten maapohjan suljettu leikkauslujuus ja esikonsolidaatiopaine on muuttunut. Useammilla ohjelmilla laskettaessa on voitu havaita eroja parametrien merkityksessä, vaikka niitä merkittäisiinkin samoilla symboleilla ja käytettäisiin samoja nimityksiä. Tässä yhteydessä pyritään myös vaikuttamaan ohjelmien ja manuaalien laatijoihin, jotta epämääräisyydet saataisiin poistettua.

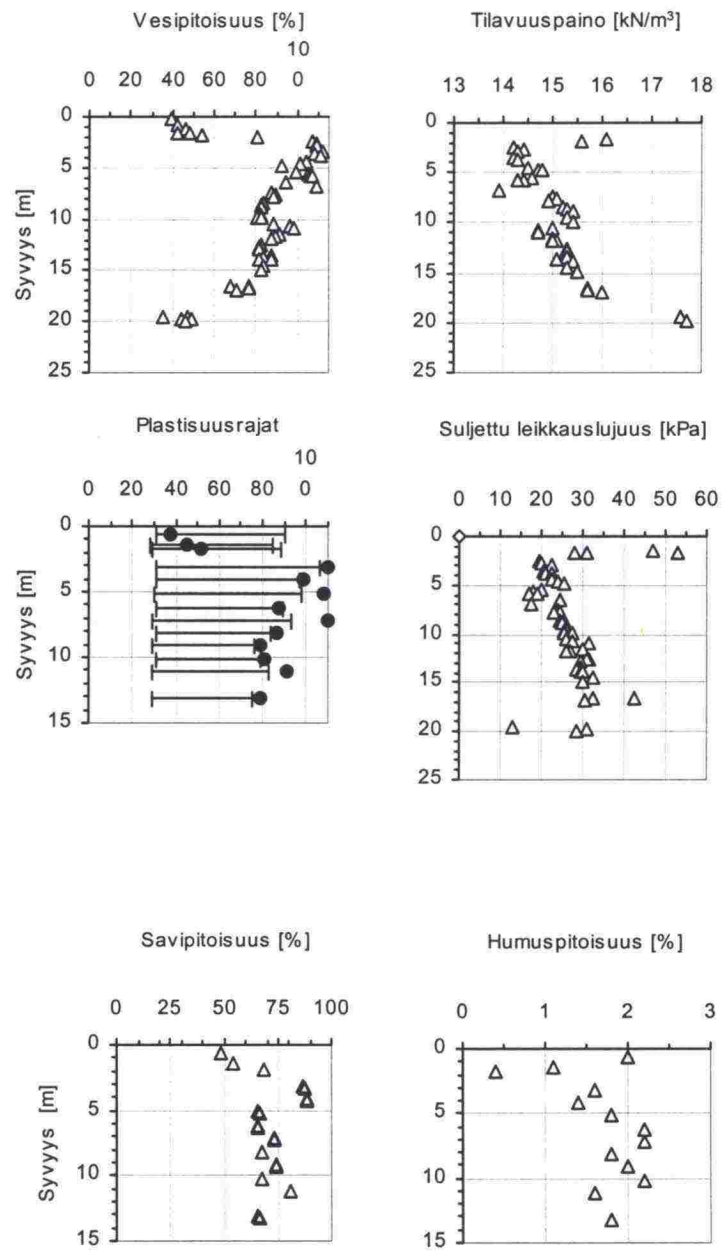
Penkeren läpi tehdyissä kairauksissa ja näytteenotoissa on usein epäonnistuttu. Epäonnistumisen syynä saattaa olla kairaajien osaamattomuus tai laboratorion taitamattomuus, mutta vaikeuksia voi olla tekijöistä riippumatta varsinkin pystyjoitetulla alueella osua mahdollisimman kauas pystyjoista. Toisaalta on myös huomattava, että joissakin maakerroksissa muodonmuutokset saattavat olla hyvin suuria ja tämä johtaa kerrokset plastiseen tilaan tai murtotilaan. Tällöin on ymmärrettävää, ettei lujuus lyhyessä ajassa ole merkittävästi voinut kasvaa.

2 POHJATUTKIMUKSET JA LASKELMAT ENNEN KILPAILUN PÄÄTTYMISTÄ

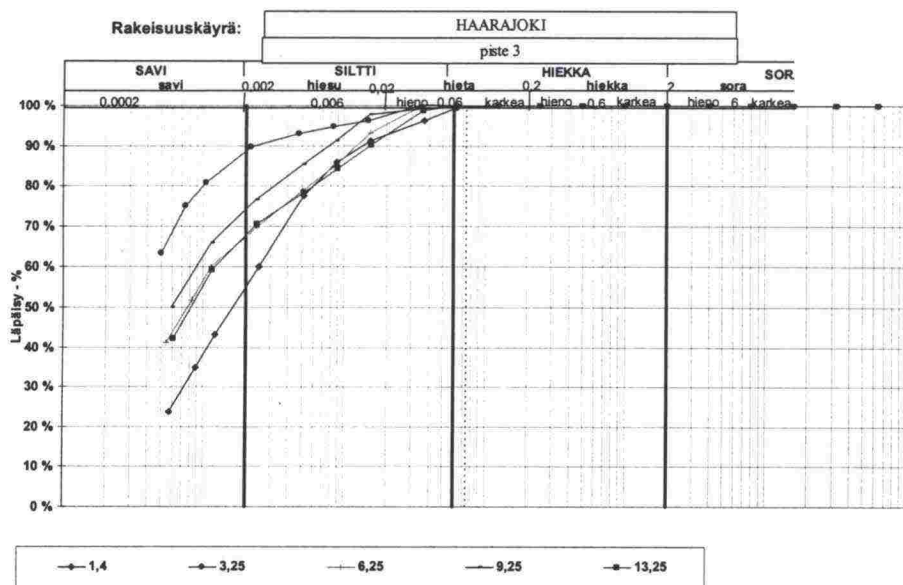
Tielaitos teki ennen penkereen rakentamista alueella perusteelliset pohjatutkimukset. Teknillisen korkeakoulun pohjarakennuksen ja maamekaniikan laboratorio osallistui näytteenottoon ja vastasi suuresta osasta laboratorio-tutkimuksia, varsinkin portaittaisia ödometrikokeita ja kolmiakselikokeita teh-tiin paljon TKK:lla. Pohjatutkimusten tulokset on esitetty täydellisinä kilpailu-kansiossa. Laboratoriotuloksia on esitetty runsaasti myös Katri Saarelaisen diplomityössä (1998). Kuvassa 2.1 on esitetty pituusleikkauksen kairaustu-lokset. Kuvassa 2.2a on esitetty luokitusominaisuuksia. Kuvassa 2.2b on esitetty rakeisuuskäyriä eri syvyyksiltä.



Kuva 2.1 Haarajoen koepenkereen tasokuva ja pohjamaan pituusleikkaus.



Kuva 2.2a Haarajoen saven luokitusominaisuuksia ja kartiokokeella määritettyjä leikkauslujuuksia ennen penkereen rakentamista (Saarelainen 1998).



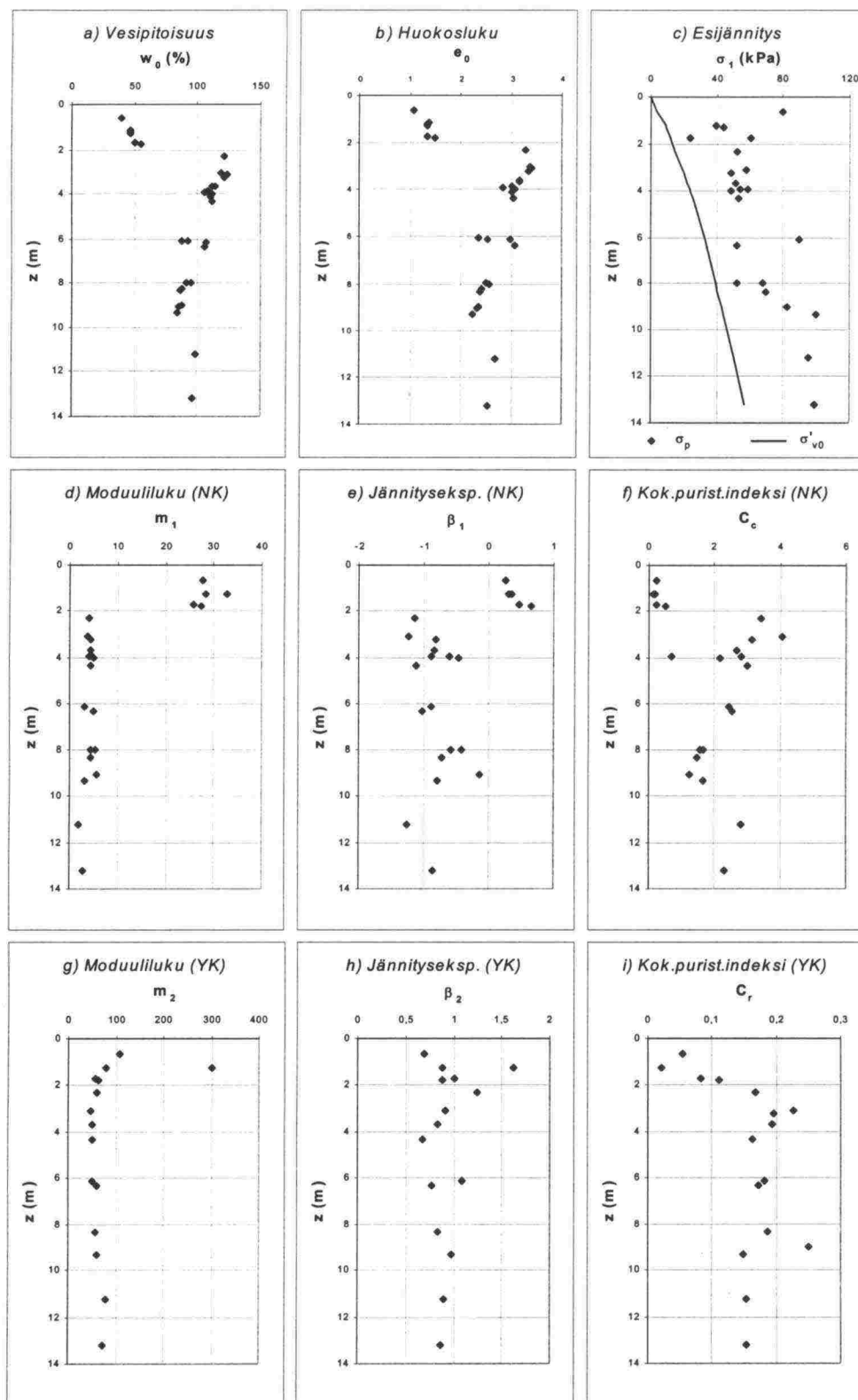
Kuva 2.2b Haarajoen saven rakeisuuskäyriä eri syvyyksiltä penkereen alta ennen sen rakentamista.

Ödometrikokeiden tuloksista (kuvat 2.3 ja 2.4) voidaan nähdä, että maa-pohja on lievästi ylikonsolidoitunut. Kolme metriä paksun penkereen maa-pohjaan aiheuttama lisäjännitys ylittää kuivakuorta lukuun ottamatta saviker-rosten esikonsolidaatiopaineen. Katri Saarelainen (1998) vertaili diplomi-työssään portaittaisten ödometrikokeiden ja jatkuvapuristeisten kokeiden tu-loksia. Tässä yhteydessä voitiin todeta isoja eroja laskentatuloksissa eri kokeiden perusteella. Tällöin tuli myös esiin sekundaaripainuman merkitys painumalaskennassa.

Taulukossa 2.1 on esitetty Katri Saarelaisen käyttämät laskentaparametrit RAKPA-, KONSOL- ja EMBANKCO- (versio 1.02, 1994) ohjelmissa. Pauli Vepsäläisen kehittämällä RAKPA- ja KONSOL-ohjelmilla voidaan laskea vain primääripainumaa, ja tällöin havaittiin, että laskennassa ensimmäisten 8 vuoden painuma maanvaraisella puolella ei poikkea paljonkaan silloin, kun konsolidaatiokerroin valitaan STD- tai CRS-kokeesta. Sen sijaan 30 vuoden ajalle arvioituun painumaan tulee yli 20 % ero. Kilpailussakin hyvin menesty-neellä EMBANCKO-ohjelmalla voidaan arvioida myös sekundääripainumaa. EMBANCKO-ohjelmalla vuonna 1997 tehdyt laskelmat (Saarelainen 1998) näyttävät edelleen neljän vuoden havaintojen jälkeen olleen erittäin onnistu-neita.

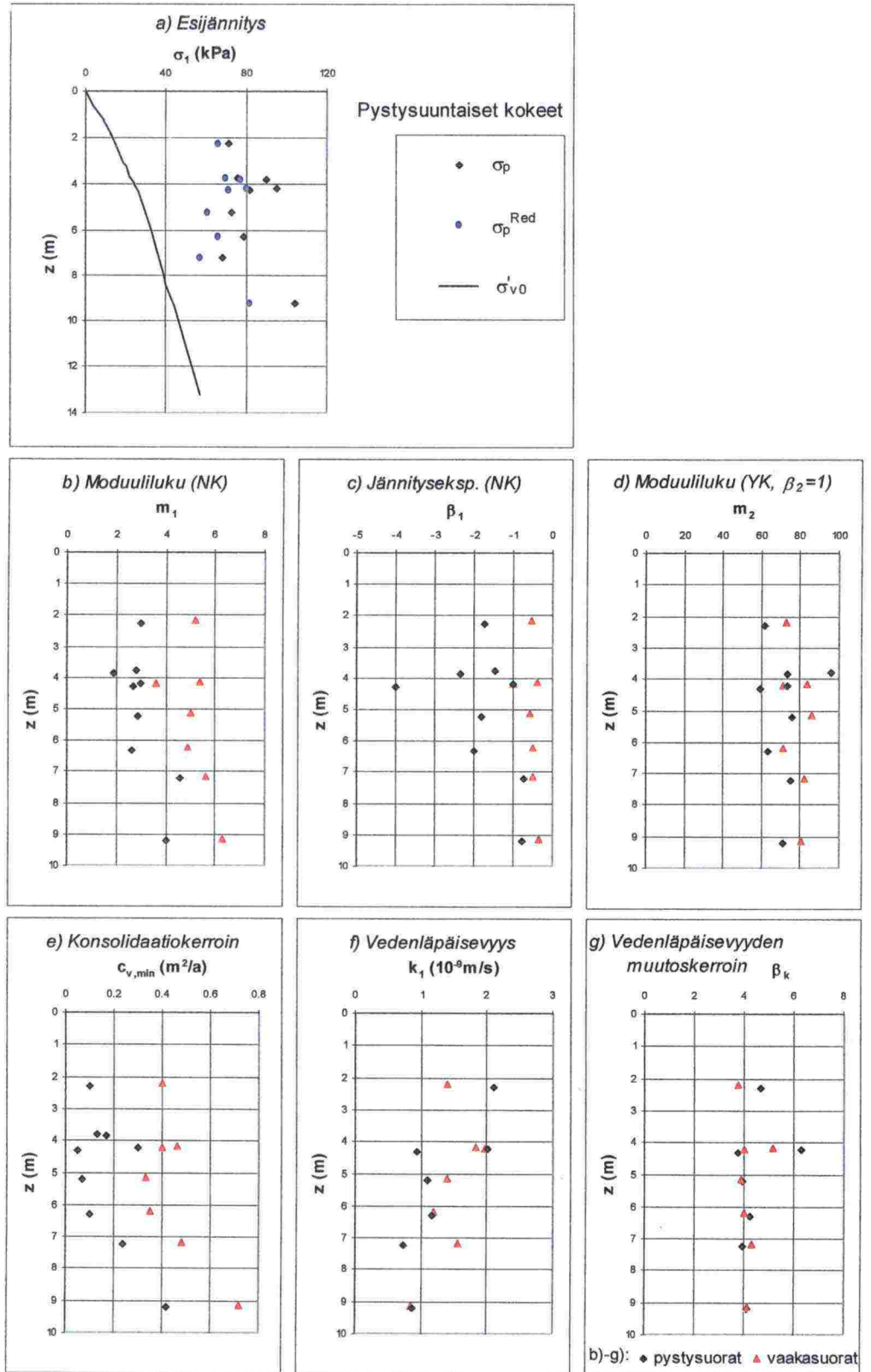
Taulukko 2.1 Haarajoen koepenger. RAKPA-, KONSOL- ja EMBANKCO-ohjelmiin portaittaisista ja jatkuvapuristeisista ödometrikokeista määritetyt laskentaparametrit. Tähdellä merkittyjen kohtien väli on syötetty ohjelmaan lineaarisena ja peräkkäisistä alleviivatuista luvuista parametrikseksi on valittu lukujen keskiarvo. (Saarelainen 1998)

RAKPA, KONSOL										
Kerros n:o	z (m)	γ' kN/m ³	σ_c kPa	m_1	β_1	m_2	STD-koe		CRS-koe	
							C_{vNK} m ² /a	C_{vYK} m ² /a	C_{vNK} m ² /a	C_{vYK} m ² /a
1	0-1	7	80	28	0,25	105	1,0	5,3	1,0	5,3
2	1-2	7	60	26	0,46	57	1,0	1,9	2,5	2,5
3	2-5	4	52	4,2	-1,1	50	0,10	9,0	0,20	9,0
4	5-7	4	52	4,9	-1	59	0,10	1,7	0,20	1,7
5	7-8	5	60	4,0	-0,75	58	0,05	7,9	0,24	7,9
6	8-9	5	70	4,0	-0,75	58	0,05	7,9	0,24	7,9
7	9-10	5	82	4,0	-0,75	58	0,10	6,5	0,42	6,5
8	10-12	5	95	2,0	-1,26	80	0,10	2,7	0,50	2,7
9	12-15	5	99	2,7	-0,86	72	0,10	4,8	0,10	4,8
10	15-18	6	129	3,7	-0,6	58	1,3	12	1,3	12
11	18-22,2	7	105 (NK)	30	0,5	-	10	10	10	10
EMBANCKO										
Kerros n:o	z (m)	γ kN/m ³	σ'_c kPa	σ'_L kPa	M_0 kPa	M_L kPa	M' -			
1	0-2	17	80	180	6940	3167	12			
2	2-3	14	67	77	6150	89	27,6			
3	3-5	14	76	77	5950	28	18,6			
4	5-7	14	72	77	6280	62	18,6			
5	7-8	15	60	92	7490	350	18			
6	8-9	15	*87	103	*6810	220	22,2			
7	9-10	15	*92	114	*7140	514	12,5			
8	10-12	15	109	114	6250	*67	18,3			
9	12-15	15	130	167	4640	*335	18,6			
10	15-16	16	137	200	6100	470	13,4			
11	16-18	16	129	180	6780	560	15			
12	18-22,2	17	*90	225	11480	3300	23,8			
	(22,2)		*121,4							
Kerros n:o	z (m)	a -	α_{smax} -	β_{os} -	k_i 10 ⁻⁹ m/s	β_k -				
1	0-2	1000	0,0012	0	2,02	9,87				
2	2-3	100	0,0176	0	2,11	4,64				
3	3-5	100	0,0115	0	0,946	3,77				
4	5-7	100	0,0103	0	1,17	4,26				
5	7-8	100	0,0148	0	0,724	3,94				
6	8-9	100	0,0148	0	0,783	4,14				
7	9-10	100	0,0226	0	0,859	4,12				
8	10-12	100	0,0058	0	1,55	4,57				
9	12-15	100	0,0043	0	0,60	4,18				
10	15-16	100	0,0099	0	0,60	3,63				
11	16-18	100	0,003	0	0,90	3,52				
12	18-22,2	100	0,003	0	80,0	3,52				
	(22,2)									



Kuva 2.3

Haarajoen saven portaittaisten ödometrikokeiden tuloksia ennen koepenkereen rakentamista.



Kuva 2.4

Haarajoen saven jatkuvapuristeisten ödometrikokeiden tuloksia ennen koepenkereen rakentamista.

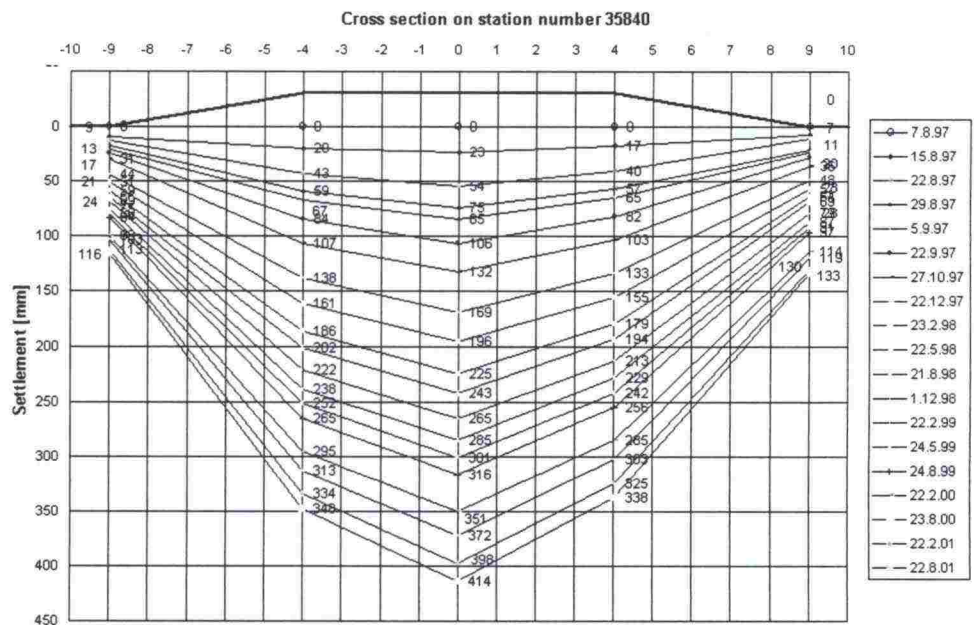
Ennen penkereen rakentamista tehtiin laskelmia elementtimenetelmäohjelmilla Z-Soil, SAGE CRISP ja PLAXIS. Laskelmien tulokset julkistettiin vasta silloin, kun penger oli jo rakennettu ja mittauksia oli jo saatavilla, mutta laskennat tehtiin varsinaisesti ilman havaintojen vaikutusta (Näätänen et al. 1997). Laskelmissa oli havaittavissa suuriakin eroja. Tällöin ei ao. ohjelmissa ollut asiallista sekundaaripainumamallia, ja laskemissa keskityttiinkin lähinnä maanvaraiseen puoleen. Heti, kun mittaustuloksia oli saatavilla, aloitettiin laskentamenetelmien ja parametrien tarkistus (Saarelainen 1998). Kilpailun kestäessä ja sen jälkeen on tehty useita artikkeleita ja uusia laskentoja sekä elementtimenetelmää että myös havaintotuloksiin perustuvia menetelmiä käyttäen. Laskelmissa on keskitytty mm. vedenläpäisevyyskerroimen, esikonsolidaatiopaineen, Poissonin luvun ja ylikonsolidoituneen osan tilavuudenmuutosparametrin parempaan arviointiin. Yhteenvetona näistä laskelmista voidaan kuitenkin sanoa, että kokemuseräiset parametrien korjailut mitattuihin arvoihin verrattuna (esim. konsolidaatiokertoimen suurentaminen) ei johtanut merkittävään parannukseen laskentatuloksissa. Luvuissa 5 ja 6 on esitetty 3 vuoden havaintojen jälkeen tehtyjen laskelmien parametrit ja tulokset SAGE CRISP ja PLAXIS -ohjelmilla. Näissä laskelmissa on aikaisemmat virheet ja epätarkkuudet pyritty poistamaan ja esitetyt parametrit ovat sopusoinnussa ko. ohjelman kanssa.

Kirjallisuusluettelossa on esitetty tiedossa olevat julkaisut, joissa on käsitelty Haarajoen koepenkereen käyttäytymistä (Aalto et al. 1998, Cahyano 1998, Näätänen et al. 1997, Näätänen 1997, Näätänen et al. 1998, Näätänen & Lojander 2000, Lojander & Vepsäläinen 2001, Ravaska & Vepsäläinen 2001, Saarelainen 1998, Saarelainen 1998, Tolla et al. 1998, Vepsäläinen et al. 2000). Lisäksi Haarajoen koepengertä on tutkittu seuraavissa yhteyksissä:

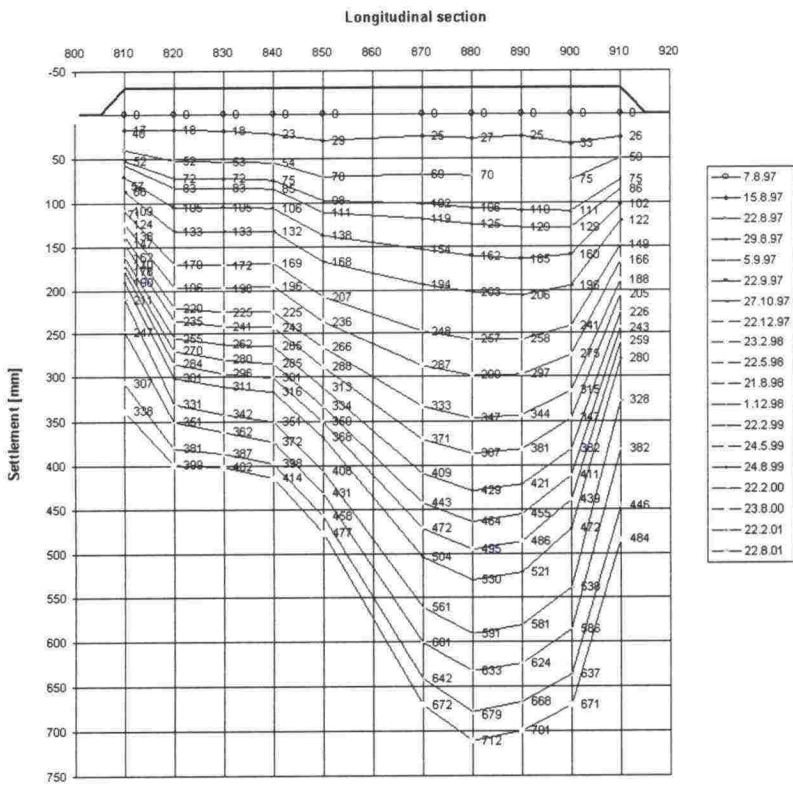
- Eurooppalaisen tutkijaverkoston SCMEP:n toisessa workshopissa Grazissa 2001 Haarajoen koepengertä olivat käsitelleet Neher & Cudny.
- TKK:lla tehtiin vuonna 1999 selvitys "Painumaparametrien vaihteittainen määrittäminen" (Rekonen & Lojander), jossa yhtenä kohteena oli Haarajoen koepenger.
- Haarajoen koepenkereen maaperän lujittumistutkimusta vastaava tutkimus on valmisteilla myös Seinäjoen Murron koepenkerestä. Raportti ilmestyy vuonna 2002.
- Tim Länsivaara (2001) on tutkinut havaintoajan pituuden vaikutusta painuman ennustamiseen painumahavaintojen avulla mm. Haarajoen koepenkereen havaintojen avulla. Länsivaaran mukaan paras ennuste saatiin painumapotentiaalimenetelmällä.

3 HAVAINNOT

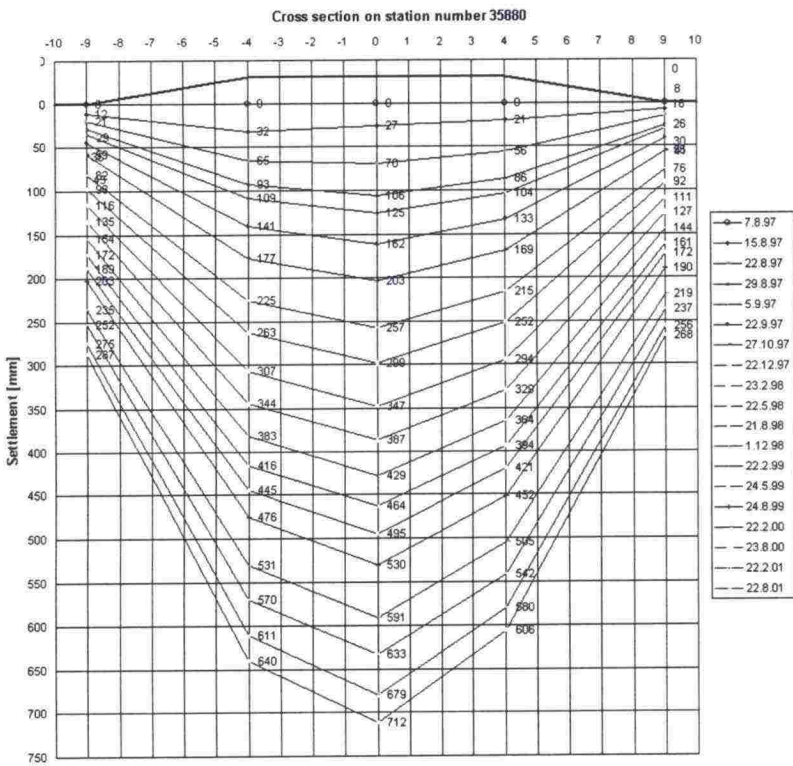
Haarajoen koepenkereen mittauksia jatketaan edelleen. Tässä julkaisussa on esitetty neljän vuoden ajalta painuma- (kuvat 3.1 ja 3.2) ja sivusiirtymähavainnot (kuva 3.3), sekä kahden vuoden ajalta huokosvedenpainehavainnot (kuva 3.4). Tiedot ovat saatavilla myös Tiehallinnon kotisivuilla (<http://www.tiehallinto.fi/pailas/pailase.htm>) ja niitä päivitetään sitä mukaa, kun lisähavaintoja saadaan.



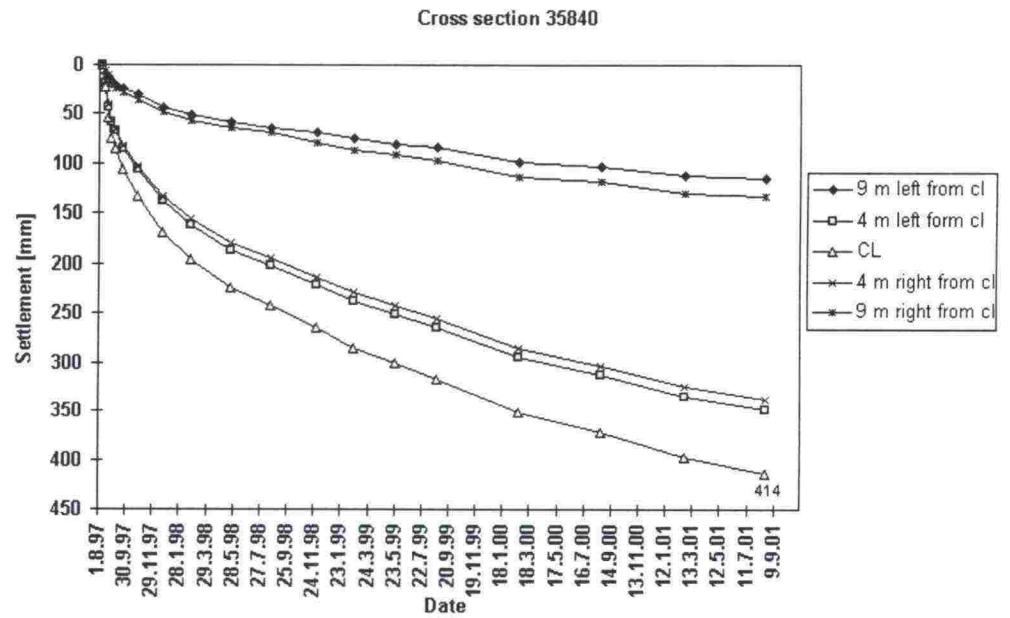
Kuva 3.1a Haarajoen koepenger. Painumahavainnot. Maanvarainen penger.



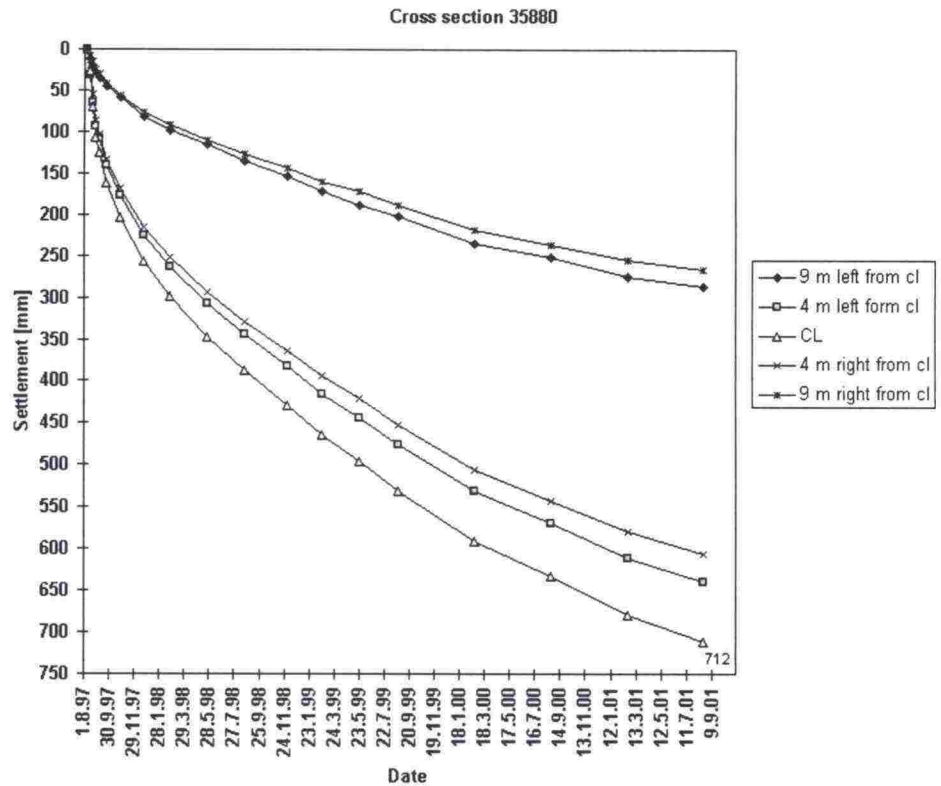
Kuva 3.1b Haarajoen koepenger. Painumahavainnot. Pituusleikkaus.



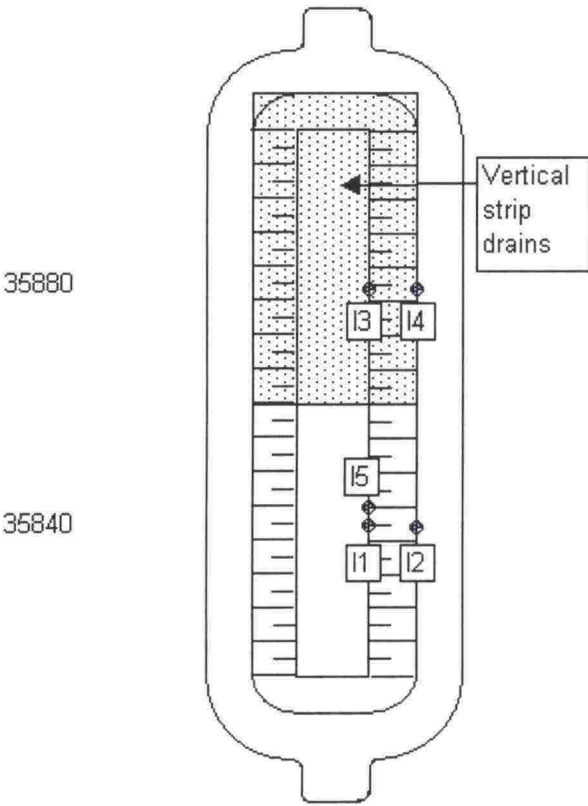
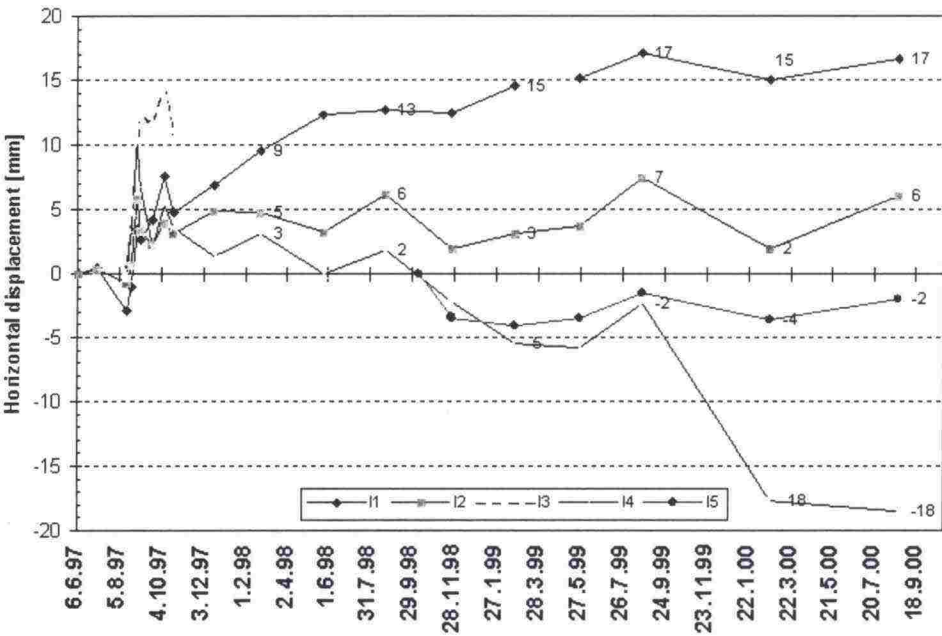
Kuva 3.1c Haarajoen koepenger. Painumahavainnot. Pystyjitettu pohja.



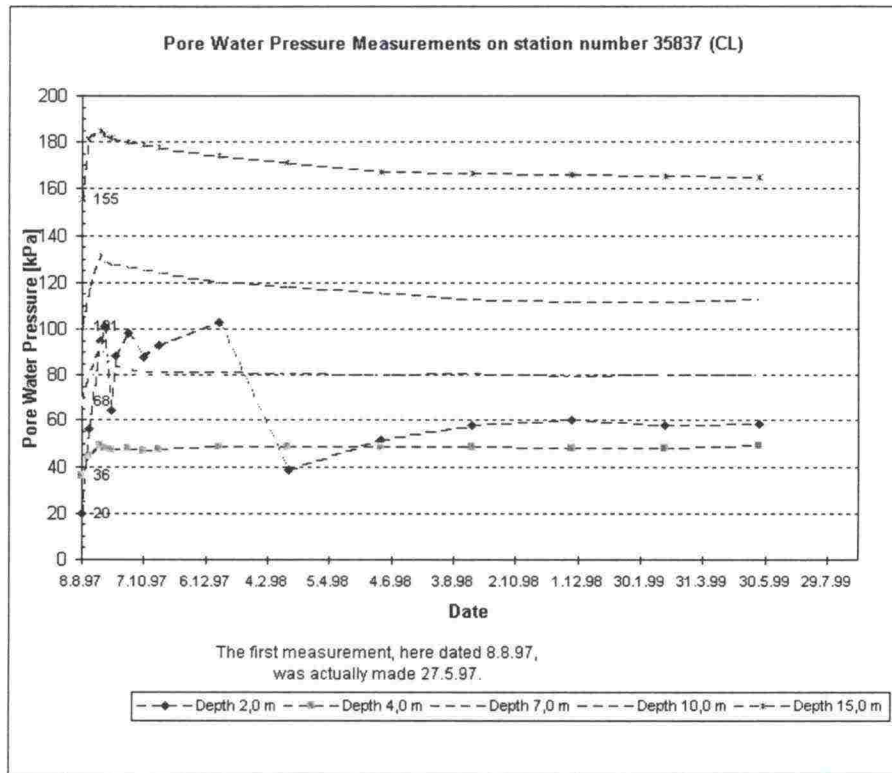
Kuva 3.2a Haarajoen koepenger. Aika-painumakuvaajat. Maanvarainen penger.



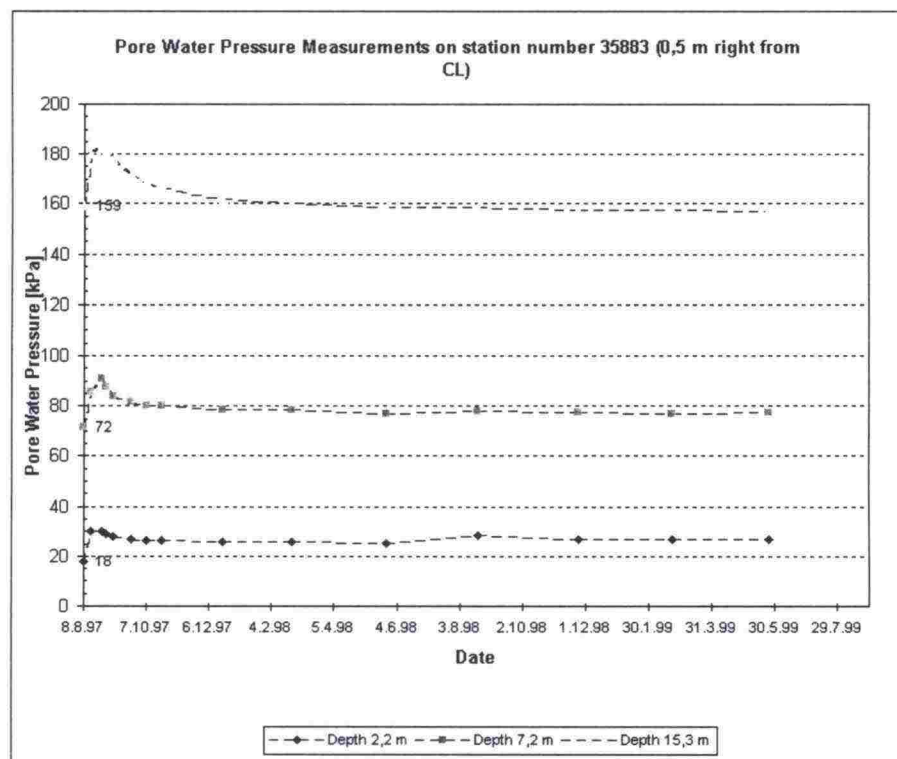
Kuva 3.2b Haarajoen koepenger. Aika-painumakuvaajat. Pystyöjitettu penger.



Kuva 3.3 Haarajoen koepenger. Sivusiirtymät.



Kuva 3.4a Haarajoen koepenger. Havaittu huokosvedenpaine. Maanvarainen penger.

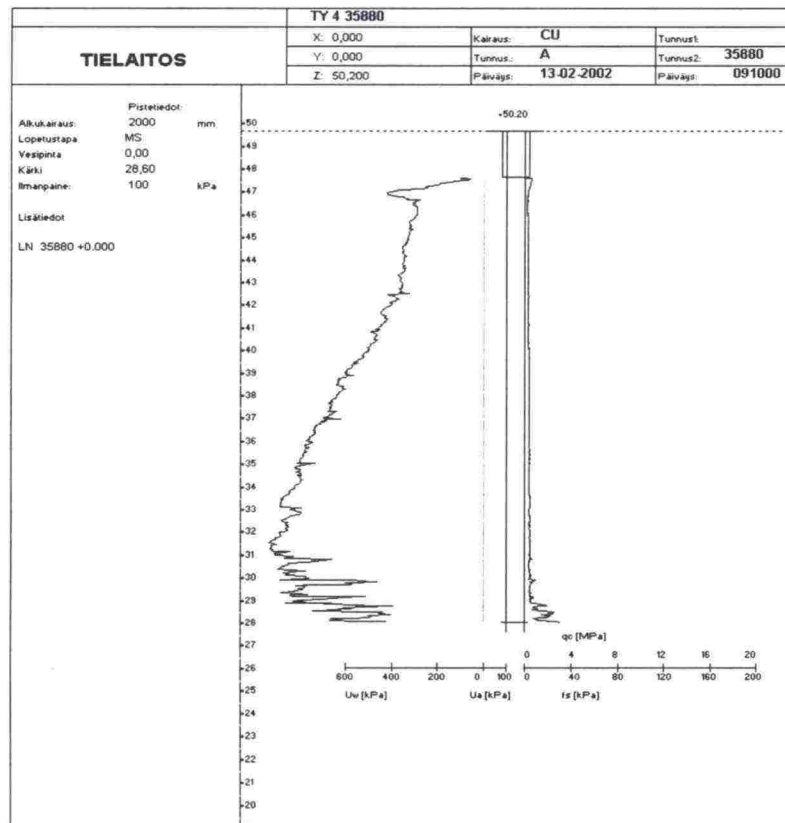


Kuva 3.4b Haarajoen koepenger. Havaittu huokosvedenpaine. Pystyojitettu penger.

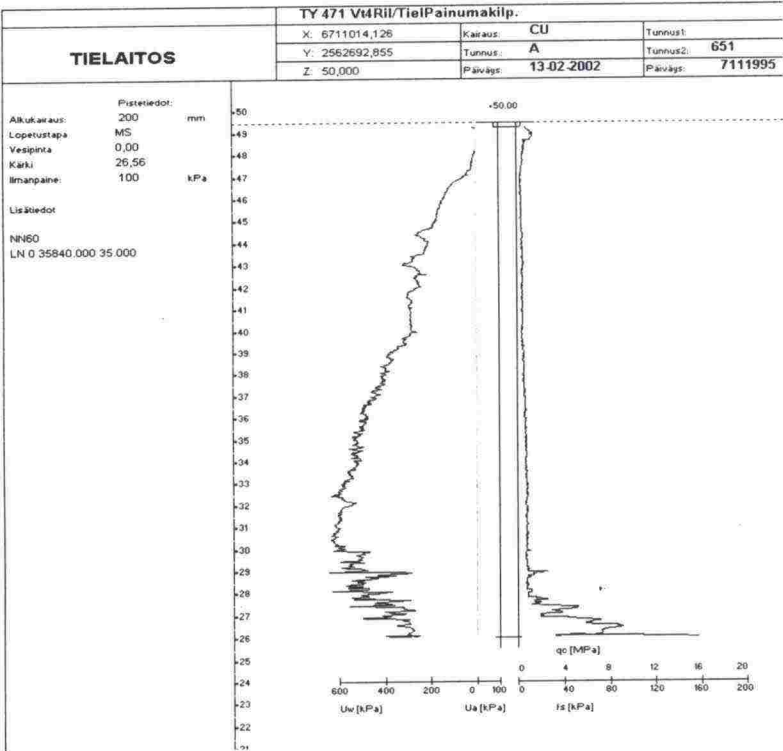
Mittaustulosten arviointia esitetään luvussa 7. Eri syvyyksiltä mitattuja painumia ei tässä raportissa ole esitetty, sillä havaintotulokset eivät tunnu luotettavilta. Oletettavasti levyt painuvat osittain yläpuolella olevan kerroksen mukana.

4 KAIRAUKSET JA LABORATORIOTUTKIMUKSET PENKEREEN ALTA

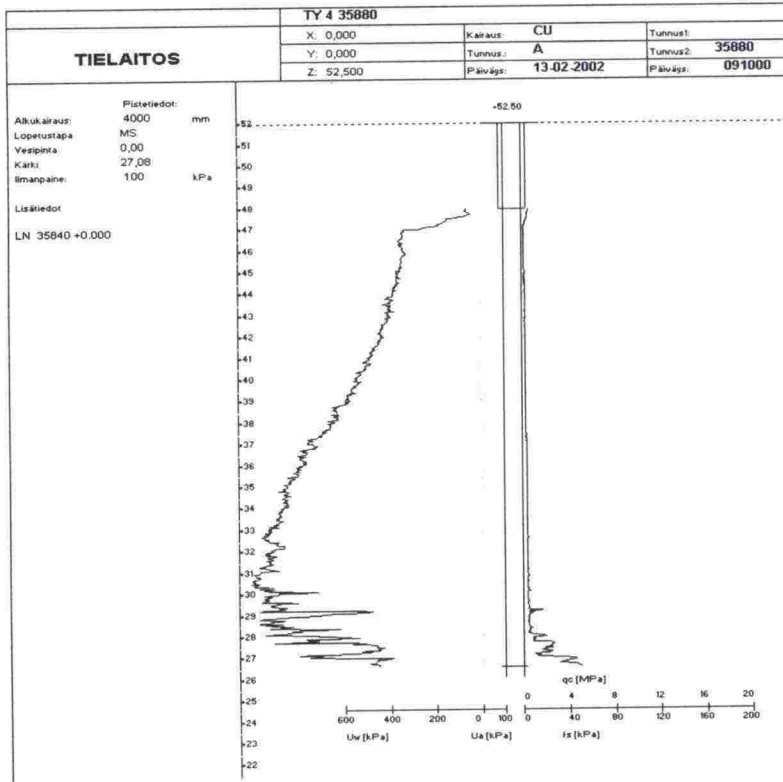
Syksyllä 2000 koepenkereellä tehtiin lisätutkimuksia yhdessä Tieliikelaitoksen ja TKK:n kanssa. Kuvassa 4.1 on esitetty puristinkairaustulokset koepenkereen läpi kolmen vuoden konsolidaatioajan jälkeen sekä maanvaraiselta että pystyjojitetulta osalta ja lisäksi penkereen vierestä.



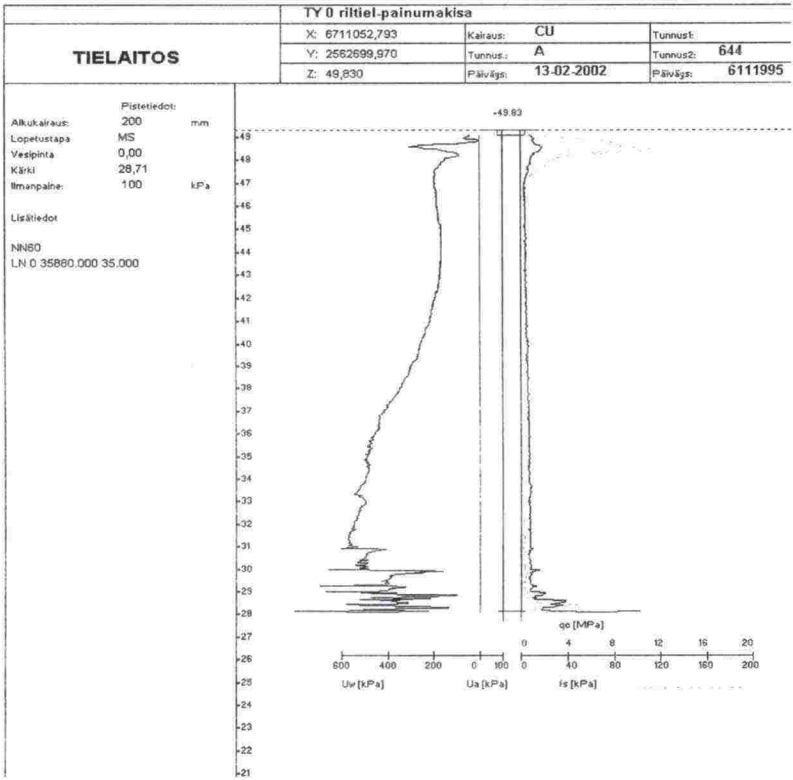
Kuva 4.1a CPTU-kairaus Haarajoen koepenkereen vierestä.



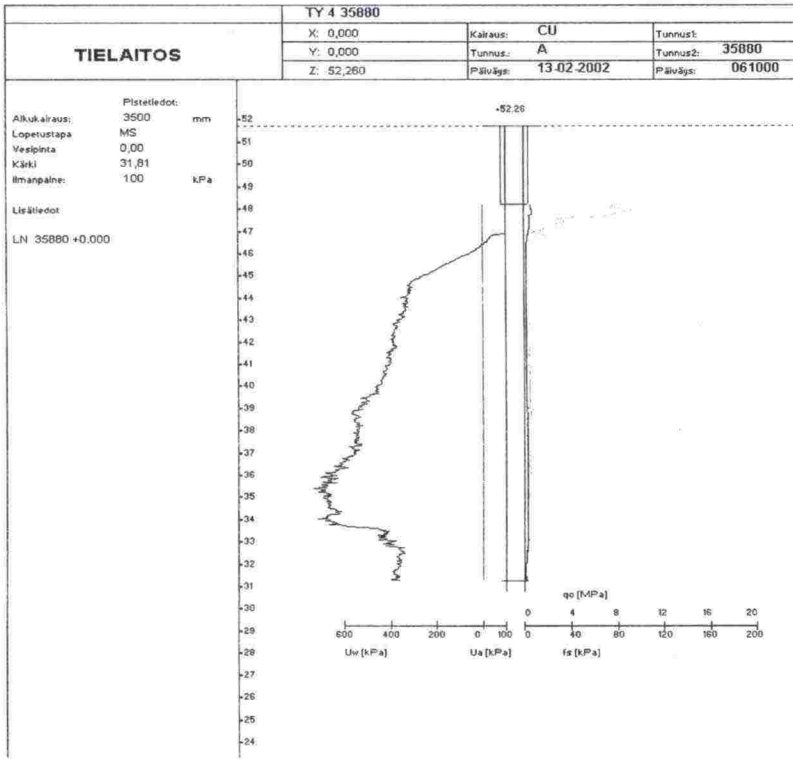
Kuva 4.1b CPTU-kairaus Haarajoen koepenkereen maanvaraiselta osalta ennen rakentamista.



Kuva 4.1c CPTU-kairaus Haarajoen koepenkereen maanvaraiselta osalta kolme vuotta rakentamisen jälkeen.

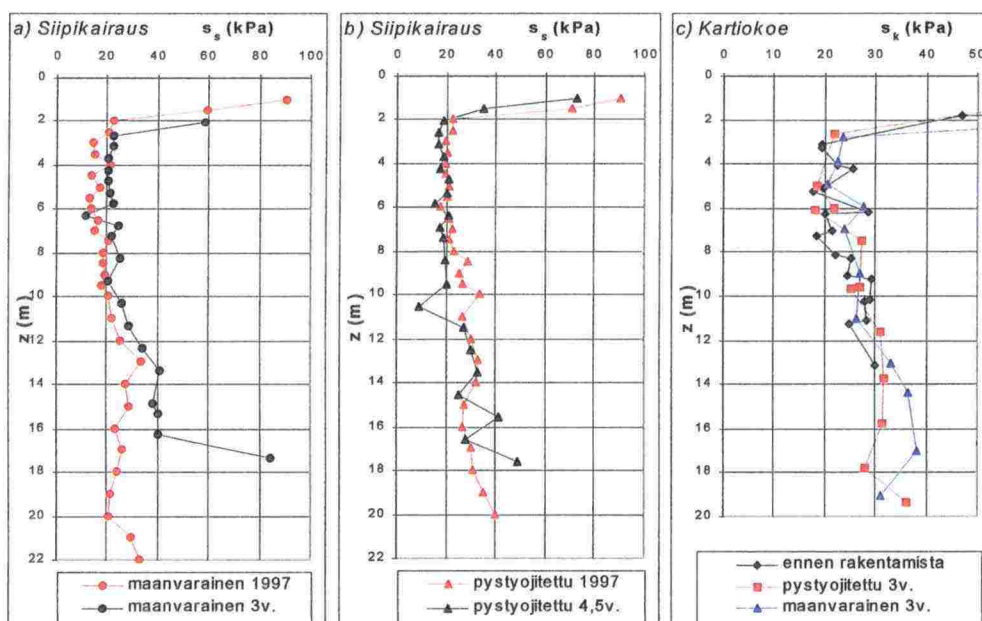


Kuva 4.1d CPTU-kairaus Haarajoen koepenkereen pystyöjitetulta osalta ennen rakentamista.



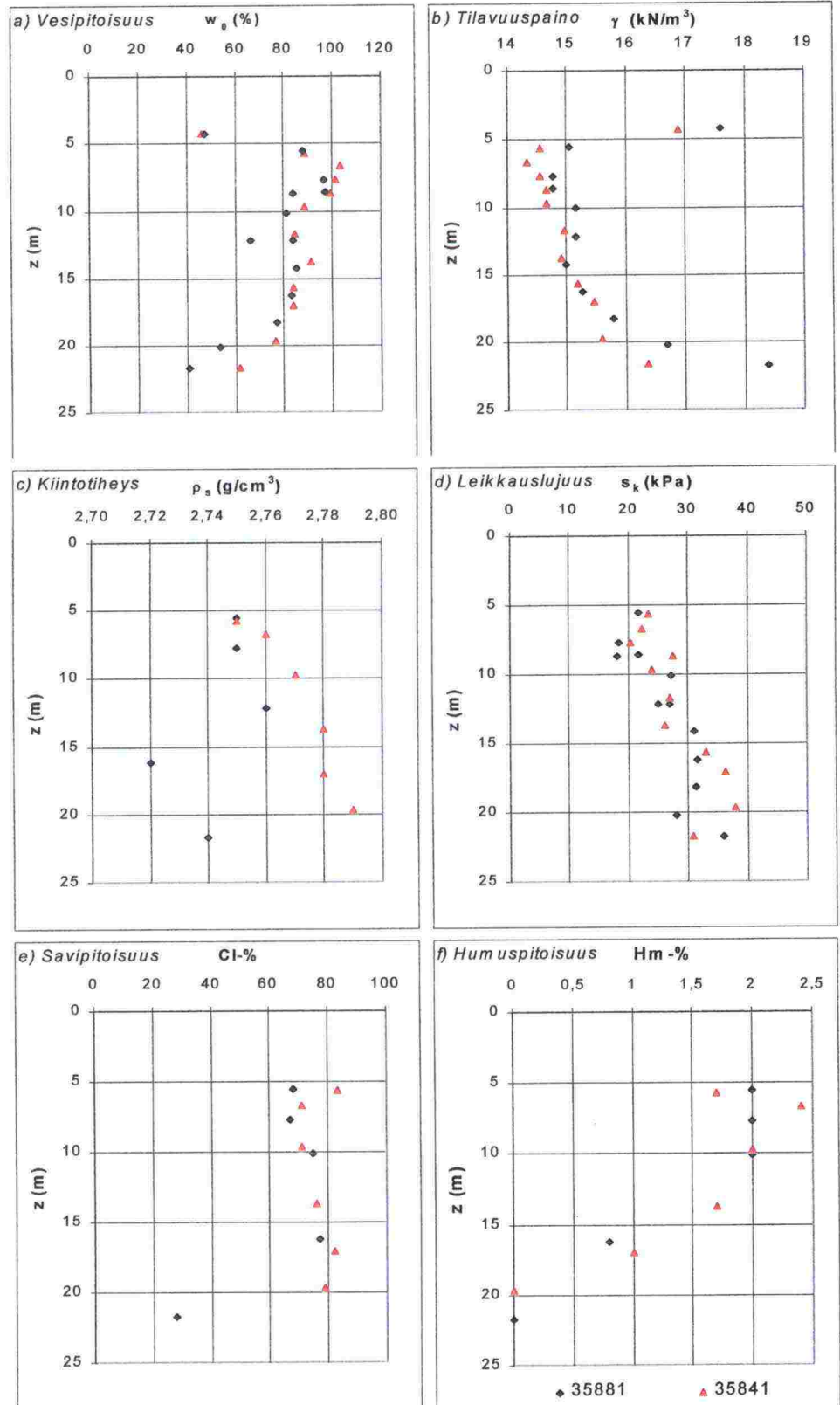
Kuva 4.1e CPTU-kairaus Haarajoen koepenkereen pystyöjitetulta osalta kolme vuotta rakentamisen jälkeen.

Kuvassa 4.2 on esitetty siipikairautulosten ja kartiokokeella mitatun suljetun leikkauslujuuden arvojen vertailu ennen penkereen rakentamista ja kolme vuotta rakentamisen jälkeen. Koska käytettävissä ei ollut luotettavia mittauksia eri maakerrosten painumista, on penkereen läpi tehtyjen kairauksen syvyystasoa korjattu maanvaraisen osan PLAXIS-laskelmien perusteella (pystyojitetun osan kerrosten painuma on saatu kertomalla maanvaraisen penkereen laskentatulokset pystyojitetun ja maanvaraisen penkereen kolmen vuoden painumien suhteella). Suljetussa leikkauslujuudessa on havaittavissa pieniä muutoksia, mutta samoin kuin muissakin ominaisuuksissa muutokset ovat 10 m syvemmällä minimaalisia.



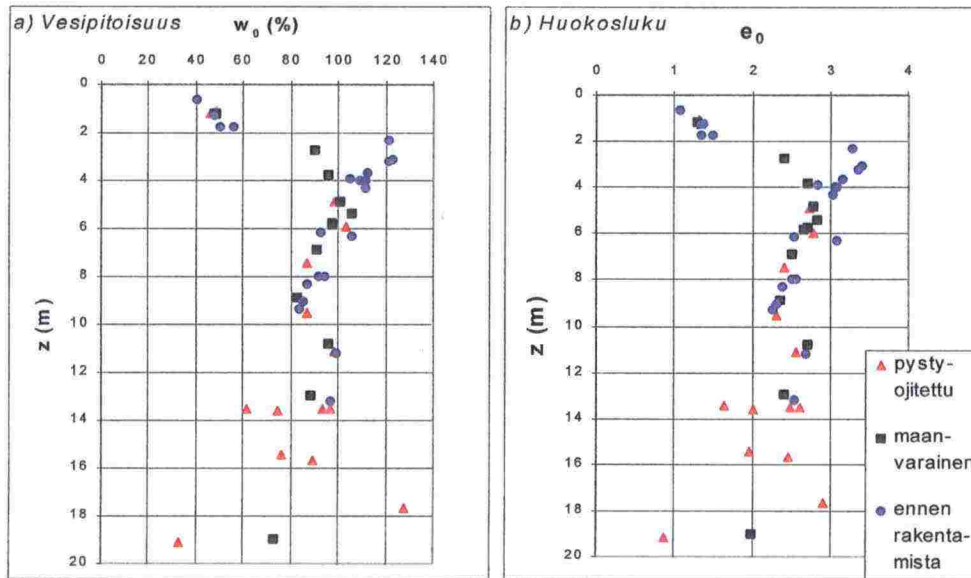
Kuva 4.2 Haarajoen koepenger. Siipikairauksista ja kartiokokeista määritetty suljettu leikkauslujuus. Syvyydet painumien jälkeen on korjattu vastaamaan syvyyksiä ennen rakentamista.

Kuvassa 4.3 on esitetty luokituskokeiden tuloksia kolmen vuoden konsolidoinnin jälkeen. Kuvassa 4.4 on esitetty vesipitoisuuden ja huokosluvun muuttuminen 3v. konsolidoinnissa sekä pystyojitetulla että maanvaraisella osalla. Suurimmat muutokset keskittyvät ylipäätään kymmeneen metriin, eivätkä kaikki tulokset ole täysin yksikäsitteisiä. Maapohjassa on kuitenkin havaittavissa samaan aikaankin tehdyissä tutkimuksissa vaihtelua, joten yksittäisten havaintojen suurikin poikkeama on maapohjalle tyypillistä käyttäytymistä. Vesipitoisuuden tai huokosluvun muuttuminen ei selitä kaikkea tapahtunutta, sillä sivusiirtymät saattavat sekoittaa asiaa. Keskilinjalla ei tosin ole odotettavissa sivusiirtymiä.



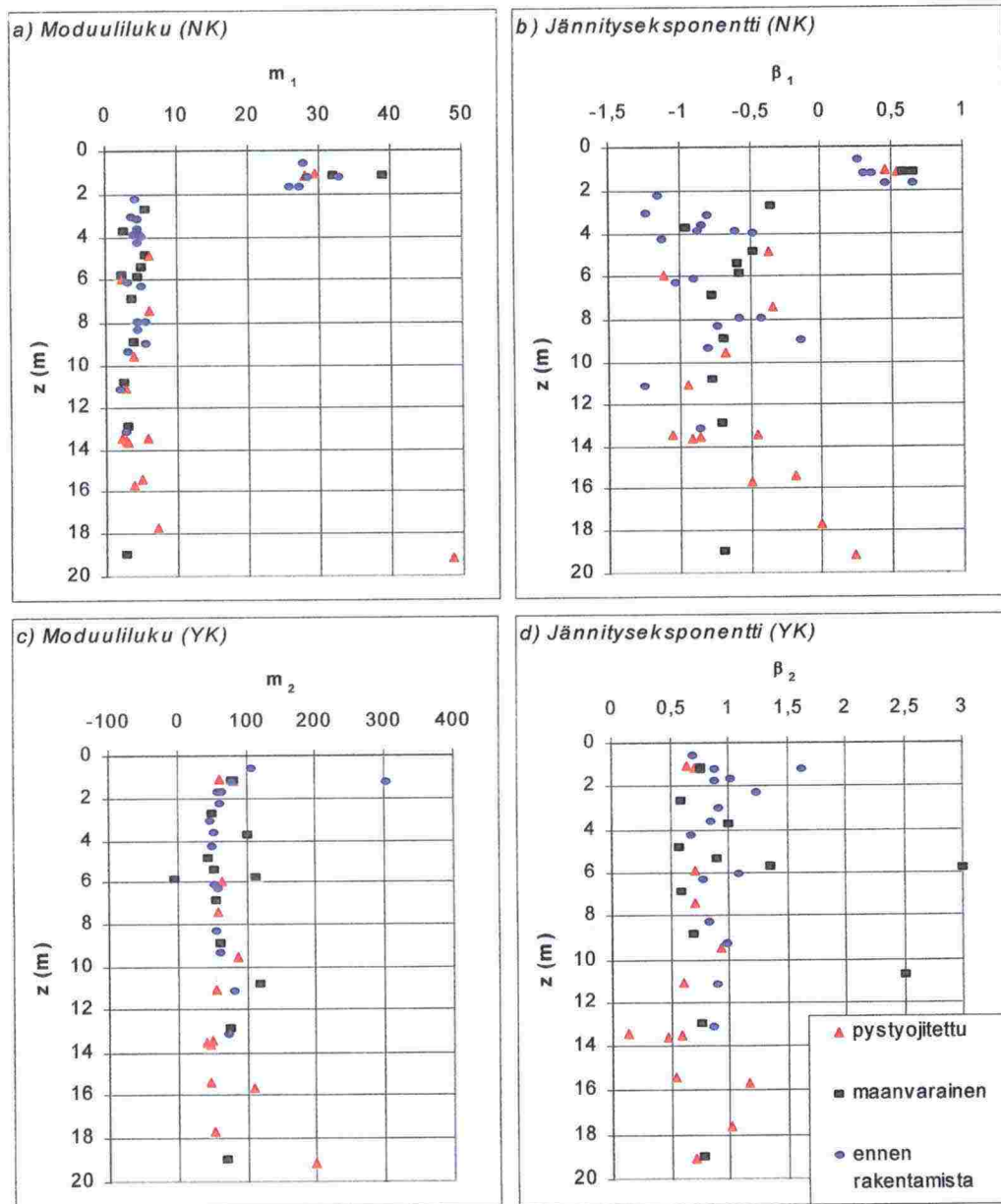
Kuva 4.3

Haarajoen koepenger. Pohjamaan luokitusominaisuudet 3 vuoden konsolidoinnin jälkeen. Piste 35841 on maanvaraisen penkereen ja piste 35881 pystyojitetun penkereen kohdalla. Syvyys on mitattu penkereen yläpinnasta.



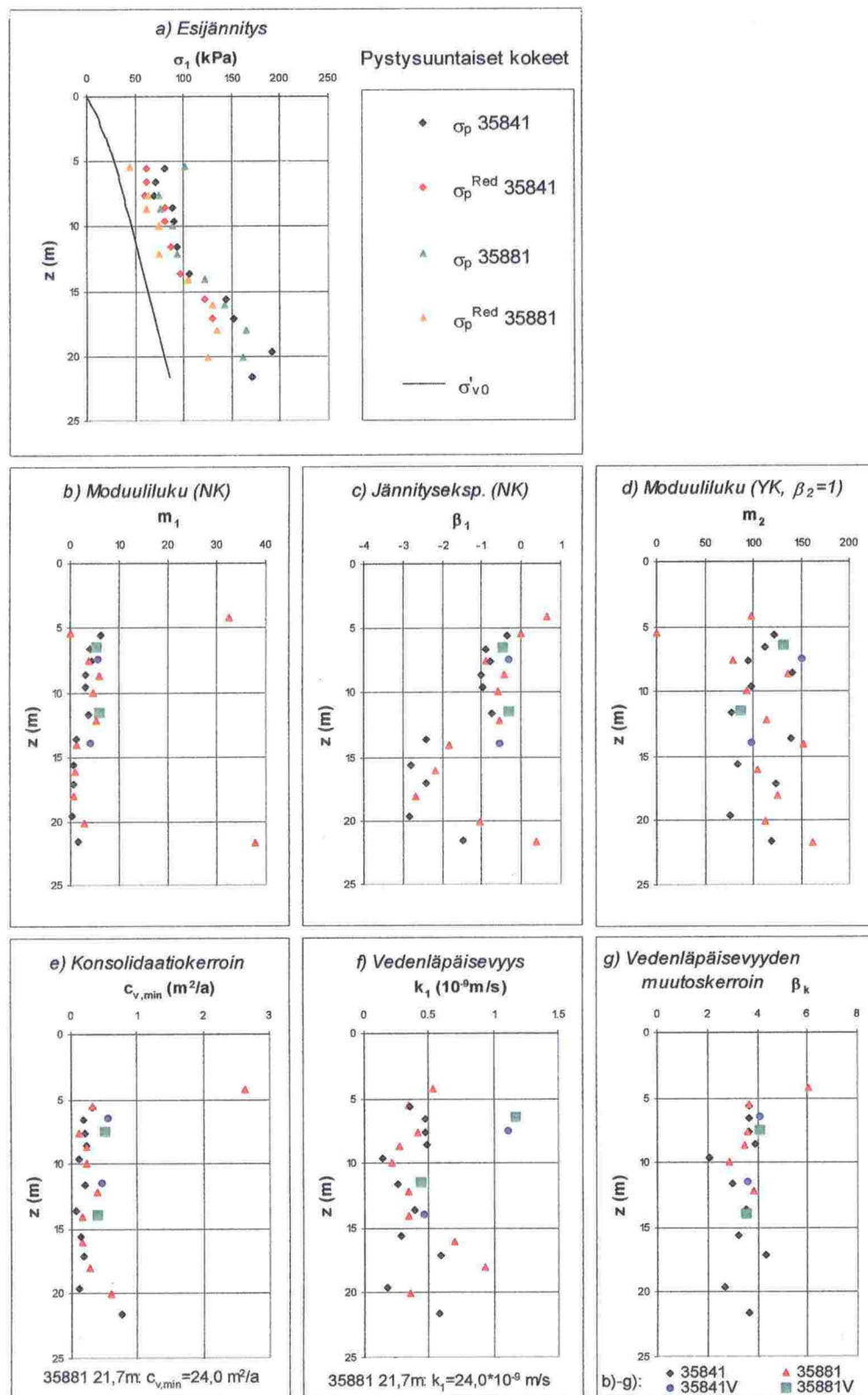
Kuva 4.4 Vesipitoisuus ja huokosluku ennen ja jälkeen rakentamisen. Näytteiden syvyydet rakentamisen jälkeen on korjattu havaittujen painumien avulla vastaamaan syvyyksiä ennen rakentamista.

Kuvassa 4.5 on esitetty portaittaisten ödometrikokeiden tuloksia penkereen alta, ja niitä on vertailtu ennen rakentamista saatuihin tuloksiin. Kuvassa 4.6 on esitetty jatkuvapuristeisten ödometrikokeiden tuloksia penkereen alta. Kuvassa 4.6 syvyydet ovat todellisia syvyyksiä penkereen pinnasta painumia huomioimatta.



Kuva 4.5

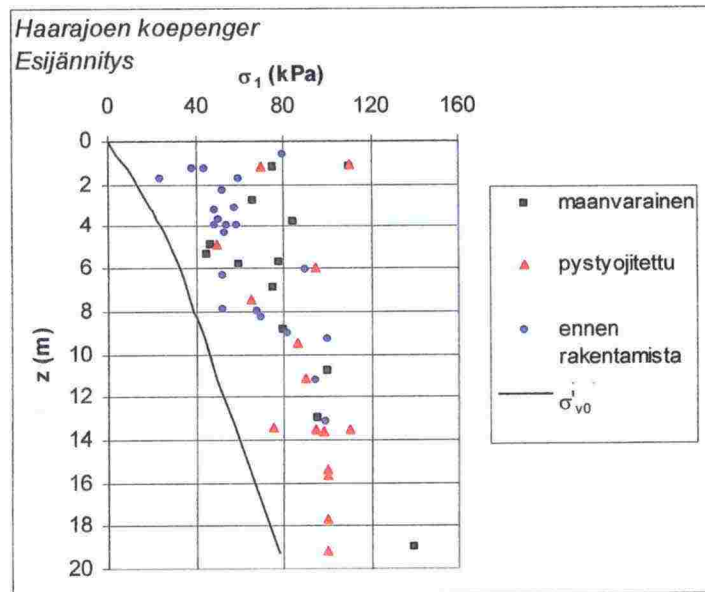
Haarajoen koepenger. Ödometrikokeiden tuloksia. Näytteiden syvyydet rakentamisen jälkeen on korjattu havaittujen painumien avulla vastaamaan syvyyksiä ennen rakentamista.



Kuva 4.6

Haarajoen koepenger. Jatkuvapuristeisten ödometrikokeiden tuloksia.
Syvyys on mitattu penkereen yläpinnasta.

Kuvassa 4.7 on esitetty esikonsolidaatiopaineen muuttuminen kolmen vuoden konsolidoinnin ansiosta. Muutokset ovat samansuuntaisia kuin luokitus- ja lujuusominaisuuksienkin kohdalla.



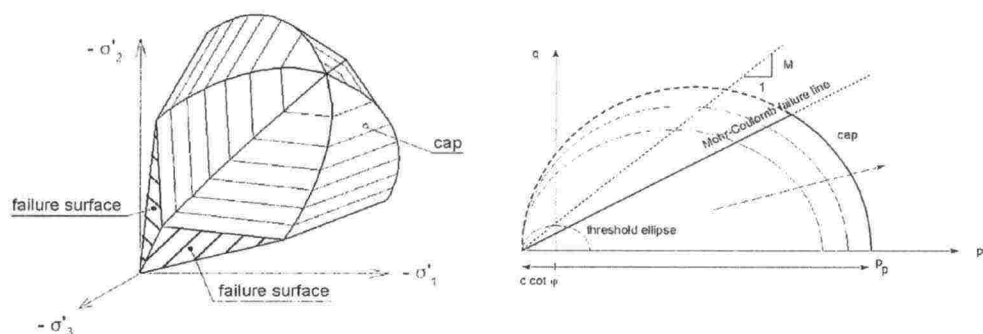
Kuva 4.7 Haarajoen saven esijännityksen kehittyminen penkereen alla. Näytteiden syvyydet rakentamisen jälkeen on korjattu havaittujen painumien avulla vastaamaan syvyyksiä ennen rakentamista.

Luvussa 7 on vertailtu laskelmien ja mittaustulosten yhteensopivuutta.

5 PLAXIS-LASKELMAT

5.1 Laskentojen lähtötiedot

Koepenkereen yläosan leveys on 8.0 metriä ja penkereen korkeus maanpinnasta 2.9 metriä. Penkereen alla on kaksi metriä paksu voimakkaasti ylikonsolidoitunut (vyk) kerros, joka jaettiin laskelmia varten kahteen metrin paksuiseen kerrokseen. Em. kerroksia mallinnettiin PLAXIS-laskelmissa Mohr-Coulombin ideaalikimmoplastisella materiaalmallilla (MC-malli) ja ko. kerrosten alapuolisia savikerroksia SSC-mallilla (Soft Soil Creep-malli). Kuvassa 5.1 on esitetty SSC-malliin liittyvä murto- ja myötöpinta: Murtopinta muodostetaan Mohr-Coulombin murtokriteerin mukaisesti ja myötöpinta (cap) koheesiota sisältävän Modified Cam Clay -mallin mukaisesti (Plaxis-manuaali, versio 7, 1998).



Kuva 5.1 SSC-malliin liittyvä murto- ja myötöpinta: Vasemmalla kolmiulotteisessa pääjännitysavaruuudessa ja oikealla tehokkaan hydrostaattisen jännityksen p' ja deviatorisen jännityksen q muodostamassa koordinaatistossa. M on kriittisen tilan linjan kulmakerroin, p_p tehokas konsolidaatiojännitys hydrostaattisella akselilla.

Kerrosjako ja kerrosten parametrit on esitetty oheisissa taulukoissa 5.1a – 5.1d. Syvyys taulukossa 1a tarkoittaa syvyyttä luonnontilaisen maan pinnasta, ja y-koord. PLAXIS-ohjelmassa käytetyn paikallisen koordinaattijärjestelmän y-koordinaattia. Ylikonsolidaatio tila määritellään arvon POP (Pre-Overburden Pressure) avulla (kaava 5.1).

Taulukko 5.1a PLAXIS-ohjelmassa käytetty kerrosjako ja ylikonsolidaatiotila.

Kerrosnro	Tunnus	Syvyys, m	y-koord.	mater. malli	POP, kPa
1	vyk-savi	0.0 – 1.0	23.0 – 22.0	MC	Ei käyt.
2	vyk-savi	1.0 – 2.0	22.0 – 21.0	MC	Ei käyt.
3	savi	2.0 – 5.0	21.0 – 18.0	SSC	25
3c	savi	5.0 – 7.0	18.0 – 16.0	SSC	25
4	savi	7.0 – 10.0	16.0 – 13.0	SSC	25
5	savi	10.0 – 12.0	13.0 – 11.0	SSC	35
6	savi	12.0 – 15.0	11.0 – 8.0	SSC	30
7	savi	15.0 – 19.0	8.0 – 4.0	SSC	50
8	savi	19.0 – 22.0	4.0 – 1.0	SSC	50
9	savi	22.0 – 24.0	1.0 – -1.0	SSC	50
10	penger		25.9 – 23.0	MC	Ei käyt.

Taulukko 5.1b SSC-mallin parametrit kerroksittain, osa 1.

Kerros nro	γ_{dry} kN/m ³	γ_{wet} kN/m ³	k_x m/day	k_y m/day	λ^* -	κ^* -	μ^* -
3	14.5	14.5	1.72E-4	8.60E-5	0.300	0.020	0.0022
3c	14.5	14.5	1.72E-4	8.60E-5	0.300	0.020	0.0035
4	15.1	15.1	1.38E-4	6.90E-5	0.200	0.025	0.0035
5	14.9	14.9	2.60E-4	1.30E-4	0.220	0.015	0.0002
6	15.3	15.3	1.04E-4	5.20E-5	0.170	0.015	0.0014
7	15.9	15.9	1.04E-4	5.20E-5	0.120	0.015	0.0030
8	16.8	16.8	8.64E-4	4.32E-4	0.030	0.005	0.0030
9	19.0	19.0	8.60E-3	4.30E-3	0.015	0.005	0.0030

Taulukko 5.1c SSC-mallin parametrit kerroksittain, osa 2.

Kerros nro	v_{ur} -	K_0^{nc} -	c kN/m ²	ϕ °	ψ °	C_k -	e_{init} -
3	0.18	0.642	2.0	21	0	0.9	2.7
3c	0.18	0.642	2.0	21	0	0.9	2.7
4	0.18	0.658	2.0	20	0	0.9	2.3
5	0.28	0.674	2.0	19	0	0.9	2.7
6	0.28	0.674	2.0	19	0	0.9	2.3
7	0.28	0.674	2.0	19	0	0.9	2.0
8	0.28	0.691	2.0	18	0	0.9	2.0
9	0.33	0.562	2.0	26	0	0.9	2.0

Taulukko 5.1d MC-mallin parametrit kerroksittain.

Kerros nro	γ_{dry} kN/m ³	γ_{wet} kN/m ³	k_x m/day	k_y m/day	v -	E kN/m ²	c kN/m ²	ϕ °	ψ °
1	18.4	18.4	3.46E-4	1.73E-4	0.35	13000	10	37	0
2	17.1	17.1	3.46E-4	1.73E-4	0.35	7000	10	40	0
penger	20.7	20.7			0.30	60000	5	38	5

Taulukoissa 5.1b – 5.1d esitetyt parametrit (Plaxis-manuaali vers. 7, 1998):

γ_{dry} kokonaistilavuuspaino pohjaveden yläpuolella

γ_{wet}	kokonaistilavuuspaino pohjaveden alapuolella
k_x	vedenläpäisevyyskerroin, x-suunta (vaakasuunta)
k_y	vedenläpäisevyyskerroin, y-suunta (pystysuunta)
ν, ν_{ur}	Poissonin luku. MC: ensikuormitus; SSC: palautus/toistokuormitus
E	muodonmuutosmoduuli (MC)
c	koheesio
φ	kitkakulma
ψ	dilataatiokulma
λ^*	modifioitu kokoonpuristuvuusindeksi, NK-alue (SSC)
κ^*	modifioitu kokoonpuristuvuusindeksi, YK-alue (SSC)
μ^*	modifioitu sekundaaripainuman aikakerroin (SSC)
C_k	vedenläpäisevyyskertoimen muutosparametri
e_{init}	huokosluku ennen rakentamista

$$POP = \sigma_c - \sigma_{yy}^0 > 0 \quad (5.1)$$

σ_c aikaisemmin vaikuttanut suurin tehokas pystyjännitys

σ_{yy}^0 vallitseva tehokas pystyjännitys

Laskelmissa käytettiin 15-solmuista kolmioelementtiä tasomuodonmuutostilassa. Elementtiverkkoa luotaessa ei käytetty hyväksi symmetriaa penkereen keskiosan suhteen (liite 1). Konsolidaatioreunaehdot olivat konsolidaatiovaiheessa avoimia maan pinnalla, verkon pohjalla ja molemmilla pystysivustoilla.

Tehtävän mallintamisjärjestys, maanvarainen penger:

1. Alkujännitysten laskenta
2. Pengerkuorman lisääminen ohuin kerroksin suljetussa tilassa
3. Konsolidaatiovaiheen laskenta

Maapohjan pystyjoituksen vaikutusta ei ohjelmalla PLAXIS voida vielä järkevästi mallintaa, koska ohjelma ei hyväksy toistaiseksi konsolidaatioreunaehdot verkon sisälle. Tästä syystä laskenta on tehty vain koepenkeren maanvaraiselle osalle.

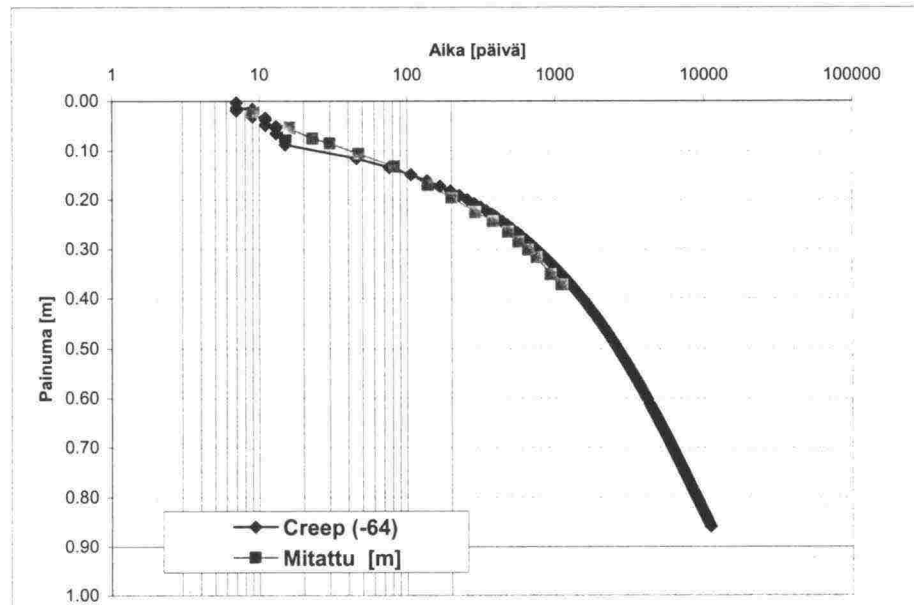
5.2 Laskentatulokset, maanvarainen penger

Tässä luvussa tarkastellaan ohjelmalla PLAXIS laskettuja painumia, huokosvedenpaineita ja sivusiirtymiä. Lisäksi tarkastellaan maapohjan plastisoitumista ja jännityspolkujen sekä suljetun leikkauslujuuden kehittymistä penkereen keskikohdan alla olevassa maapohjassa konsolidaatioprosessin aikana.

Liitteessä 2 on esitetty deformoitunut elementtiverkko 30 vuoden painumajan jälkeen, jolloin penkereen keskikohta oli painunut laskennallisesti 85 cm.

Liitteessä 3 on esitetty tasavälisessä aikaskaalassa eri kerrosten aikapainumakäyttäytyminen penkereen keskikohdan alapuolella (katso liite 1) aina 30 vuoteen saakka. Kaksi ylintä YK-savikerrosta (MC-malli) ovat painuneet erittäin vähän. Pääasiallinen osa painumista on muodostunut kerrosten 3, 3c, 4 ja 5 kokoonpuristumisista.

Kuvassa 5.2 on esitetty maanpinnan painuma penkereen keskikohdan alapuolella logaritmisessa aikaskaalassa. Laskettua tulosta on verrattu kolmen vuoden mittaustuloksiin (Lojander et al. 2001), ja yhteensopivuus on erittäin hyvä. Kuvasta 5.2 voidaan päätellä, että primaarinen konsolidaatioprosessi on vielä kolmen vuoden painumajan jälkeen keskimäärin alkuvaiheissaan ja jatkunee voimakkaana myös 30 vuoden jälkeen.

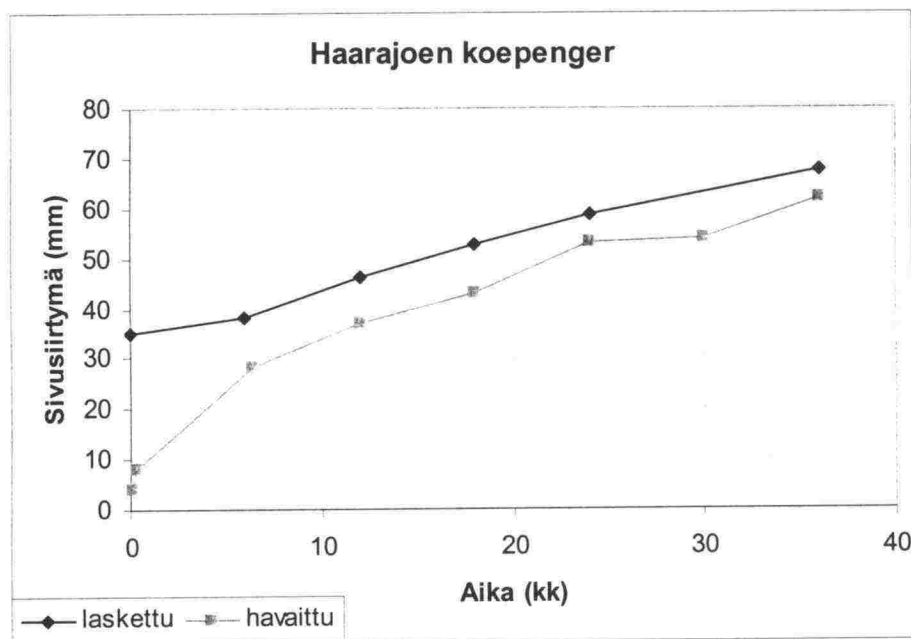


Kuva 5.2 Maanpinnan painuma penkereen keskikohdalla logaritmisessa aikaskaalassa. Laskettujen ja havaittujen tulosten vertailu.

Liitteessä 4a on esitetty huokosveden ylipaineen jakautuma pengerrysvaiheen lopussa. Ylipaine on keskittynyt kerrokseen 3, jossa laskettu maksimiarvo on 39.2 kPa. Kolmen vuoden kuluttua huokosveden ylipaineen keskittymä on "valunut" hiukan alemmaksi, ja maksimiarvo kerroksen 3c ja 4 välissä on 21.2 kPa (liite 4b). Primaarinen konsolidaatioprosessi jatkuu siis myös huokosveden ylipaineen pienenemismisnopeuden perusteella.

Maapohjan sivusiirtymät kolmen vuoden kuluttua rakentamisesta on esitetty liitteessä 5. Vaakasiirtymät keskittyvät laskennan perusteella pengerluiskien alle noin kahden metrin syvyyteen alkuperäisestä maanpinnasta. Suurimaksi sivusiirtymäksi on laskettu 73 mm pengerluiskan puolenvälin alapuolella, ja siirtymät suuntautuvat penkereen keskeltä poispäin.

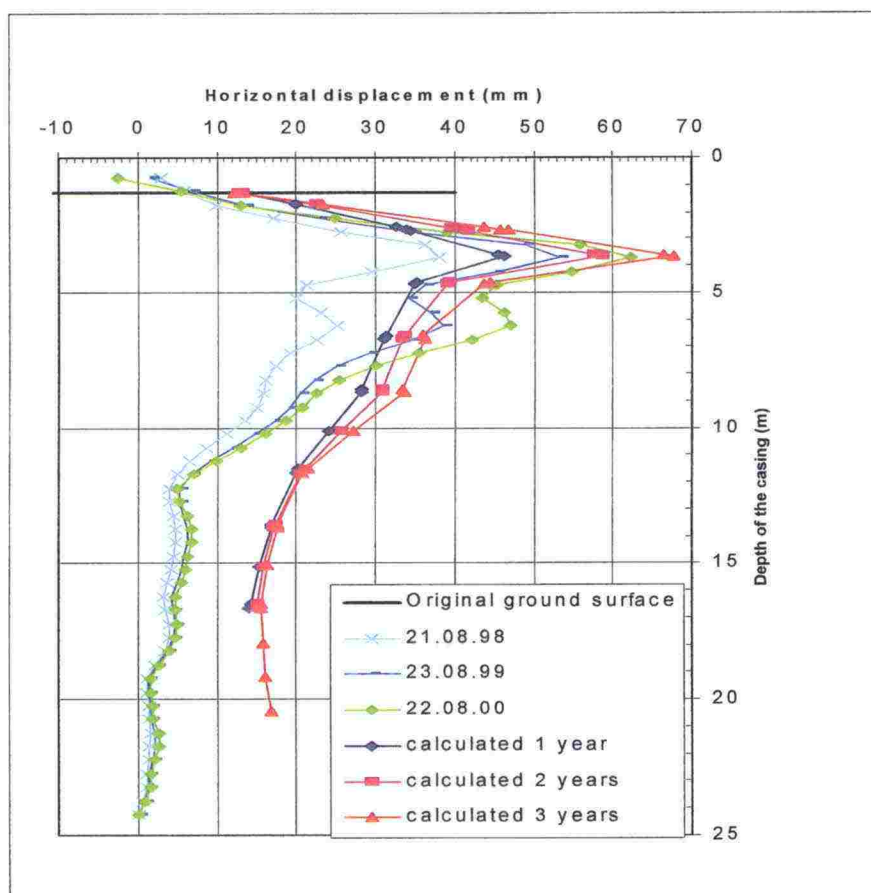
Kuvassa 5.3 on esitetty vertailu sivusiirtymien maksimin havaitusta ja lasketusta kehittymisestä koepenkeren rakentamisen jälkeen pengerluiskan alareunassa maanvaraisesti perustetulla osalla. Laskelmien ja havaintojen voidaan todeta olevan lähellä toisiaan paitsi heti penkereen rakentamisen jälkeen.



Kuva 5.3 Vertailu sivusiirtymien maksimin havaitusta ja lasketusta kehittymisestä koepenkeren rakentamisen jälkeen pengerluiskan alareunassa maanvaraisesti perustetulla osalla.

Ohjelmalla PLAXIS laskettuja sivusiirtymiä pystysuunnassa on verrattu havaittuihin sivusiirtymiin kuvassa 5.4 yhden, kahden ja kolmen vuoden kuluttua penkereen rakentamisesta. Tarkasteltu kohta sijaitsee kuten kuvassa 5.3 pengerluiskan alareunassa maanvaraisesti perustetulla osalla. Kuvan 5.4 perusteella lasketut ja havaitut sivusiirtymien maksimikohdat sijaitsevat sa-

perusteella lasketut ja havaitut sivusiirtymien maksimikohdat sijaitsevat samassa syvyydessä ja sivusiirtymät ovat tässä syvyydessä samaa suuruusluokkaa. Laskentojen ja havaintojen ero kuitenkin kasvaa syvemmillä.



Kuva 5.4 Ohjelmalla PLAXIS laskettujen ja havaittujen sivusiirtymien vertailu pystysuunnassa yhden, kahden ja kolmen vuoden kuluttua penkereen rakentamisesta. Tarkasteltu kohta sijaitsee pengerialueen reunassa maanvaraisesti perustetulla osalla.

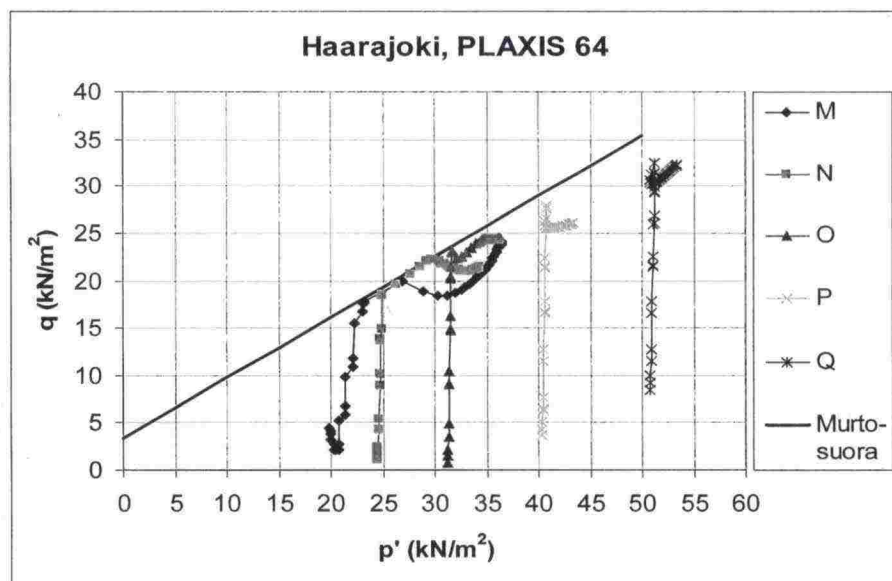
Liitteessä 6a on plastisoituneet pisteet penkereessä ja maapohjassa kolmen vuoden kuluttua rakentamisesta. Ihmetystä herättää, että kerrokset, joissa on käytetty SSC-mallia, eivät olisi plastisoituneet ollenkaan, vaikka jännityspolkukuvajaajat todistavat päinvastaista (kuva 5.3). Liitteessä 6b on esitetty likimain yhtä suurta kolmen vuoden painumaa ja samanlaisia jännityspolkuja vastaavat plastisoituneet pisteet, kun em. kerroksissa on käytetty SS-mallia. Tällöin myötäämistä (plastic cap point) on tapahtunut kerroksissa 3 – 5. Myötöpinnan (cap) siirtyminen oikealle kuvassa 5.1 on ehtona konsolidaatiojännityksen kasvulle ja maapohjan lujittumiselle. Epäilemme virhettä ohjelman PLAXIS jälkikäsittelijässä, kun materiaalmallina on SSC-malli.

edellisessä kappaleessa. Liitteessä 7b on painuvia kerroksia mallinnettu SS-mallilla, ja nyt voidaan havaita kerrokset ja alueet penkereen alapuolella, joissa maapohja saattaisi lujittua. OCR on tällöin 1.0.

Ohjelman PLAXIS laskentatulosten jälkikäsittelyohjelma ei tulosta jännityspolkuja suoraan. Ne voidaan kuitenkin laskea erikseen tehokkaan hydrostaattisen paineen p' ja deviatorisen jännityksen q avulla. Lasketut jännityspolut on esitetty kuvassa 5.5. Laskentapisteet sijoittuvat penkereen keskikohdan alapuolelle taulukossa 5.2 esitetyllä tavalla.

Taulukko 5.2 Jännityspolkupisteiden sijainti savikerroksissa penkereen keskikohdan alapuolella

Piste	Kerrosno	Syvyys, m	y-koord.
M	3	2.6	20.4
N	3	4.3	18.7
O	3c	6.3	16.7
P	4	8.9	14.1
Q	5	11.3	11.7



Kuva 5.5 Lasketut jännityspolut pisteissä M, N, O, P ja Q sekä murtosuora pisteiden M, N ja O kohdalla. Aika 3 vuotta.

Kuvaan 5.5 on myös piirretty murtosuora pisteiden M, N ja O osalta, koska näiden pisteiden kohdilla lujuusparametrit ovat samat: Kitkakulma $\phi = 21$ astetta ja koheesio $c' = 2$ kPa (tehokkaita arvoja). Murtosuoran kulmakerroin on ohjelmassa PLAXIS pienempi kuin kriittisen tilan kulmakerroin M (kuva 5.1). Merkitään murtosuoran kulmakerrointa symbolilla M' ja koheesiota vastaavaa termiä symbolilla N' . Murtosuoran yhtälö voidaan tällöin esittää kaa-

van 5.2 avulla. Tasomuodonmuutostilassa M' voidaan laskea likimain kaavan 5.3a ja N' kaavan 5.3b avulla (Vepsäläinen 1983).

$$q = M' p' + N' \quad (5.2)$$

$$M' = 6 \sin \varphi / (3 + \sin \varphi) \quad (5.3a)$$

$$N' = 6 c \cos \varphi / (3 + \sin \varphi) \quad (5.3b)$$

Ylläolevissa kaavoissa ja kuvassa 5.5 puristusjännitykset ovat positiivisia. Huomaa, että kaavojen (5.3a) ja (5.3b) nimittäjässä on plusmerkki, kun taas esim. tavanomaista kolmiakselikoetta analysoitaessa merkki on miinus.

Kuvasta 5.5 voidaan havaita, että jännityspolut pisteissä M, N ja O "törmäävät" murtosuoraan ja liukuvat murtosuoraa pitkin ylöspäin. Samanlainen "törmäminen" tapahtuu myös pisteissä P ja Q, mutta murtosuora on tällöin vähän loivempi, koska näissä pisteissä kitkakulma on pienempi (P: $\varphi = 20$ astetta; Q: $\varphi = 19$ astetta).

Maapohjan suljetun leikkauslujuuden kasvua tarkastelupisteissä konsolidaatioprosessin aikana arvioidaan tavallisesti Woodin (Wood 1990) esittämällä, kriittisen tilan malliin Modified Cam Clay kehitetyllä tavalla, joka perustuu myötöpinnan (cap) ja konsolidaatiojännityksen kasvuun. Menetelmä on kuitenkin ohjelman PLAXIS SSC-mallilla kyseenalainen, koska murtosuoran kulmakerroin on kuvan 5.1 mukaisesti pienempi kuin kriittisen tilan kulmakerroin M. Konsolidaatiojännitys ja sitä vastaava suljettu leikkauslujuus voidaan laskea kaavojen 5.4a, 5.4b ja 5.5 avulla, kun Woodin alkuperäiseen malliin lisätään koheesiosta aiheutuvat lisätermit (katso kuva 5.1).

$$a = c \cot \varphi \quad (5.4a)$$

$$p_c' = (p^2 + a p + q^2 / M^2) / (p + a) \quad (5.4b)$$

$$s_u = M (p_c' - a) / 4 \quad (5.5)$$

$p = p'$ tehokas hydrostaattinen paine (puristusjännitykset positiivisia)

q deviatorinen jännitys

M kriittisen tilan kulmakerroin

p_c' tehokas konsolidaatiojännitys hydrostaattisella akselilla (= p_p kuvassa 5.1)

s_u suljettu leikkauslujuus silloin kun se on ennen konsolidaatio-prosessin alkua määritettyä arvoa suurempi. Muussa tapauksessa maksimileikkausjännitys.

Ohjelmassa PLAXIS kriittisen tilan kulmakerrointa M ei anneta lähtötietona, vaan ohjelma laskee sen lepopainekertoimen ja muodonmuutosparametrien avulla. Ohjelman laskemat arvot kerroksittain ovat seuraavat. Kerrokset 3 ja 3c: $M = 1.25$, kerros 4: $M = 1.18$ ja kerros 5: $M = 1.17$. Jännitykset p' ja q voidaan tulostaa suoraan EXCEL-taulukkoon ohjelman PLAXIS jälkikäsittelijästä.

Kaavoissa 5.4b ja 5.5 ei ole mukana konsolidaatiojännityksen ja suljetun leikkauslujuuden alkuarvoa ennen maapohjan kuormittamista. Se voidaan kuitenkin laskea kaavojen 5.6a, 5.6b ja 5.6c avulla.

$$\sigma'_{yc} = \sigma'_{y0} + \text{POP} \quad (5.6a)$$

$$p = p' = (2 K_0^{\text{NC}} + 1) \sigma'_{yc} / 3 \quad (5.6b)$$

$$q = (1 - K_0^{\text{NC}}) \sigma'_{yc} \quad (5.6c)$$

σ'_{y0} vallitseva tehokas pystyjännitys ennen rakentamista

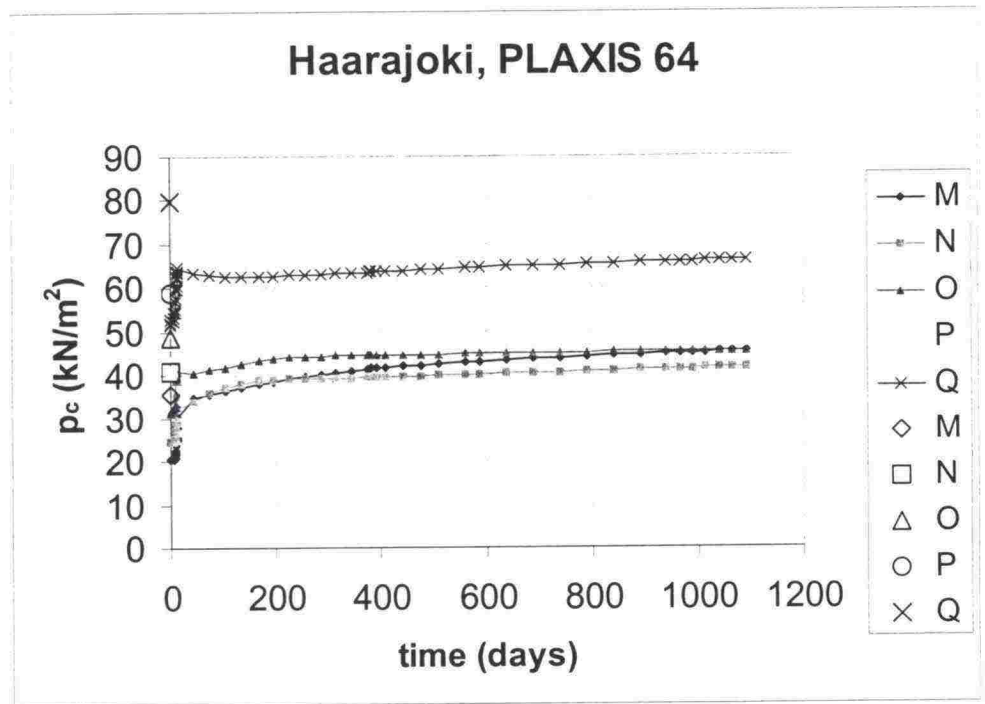
K_0^{NC} lepopainekerroin normaalikonsolidoituneessa tilassa

σ'_{yc} tehokas konsolidaatiojännitys pystysuunnassa

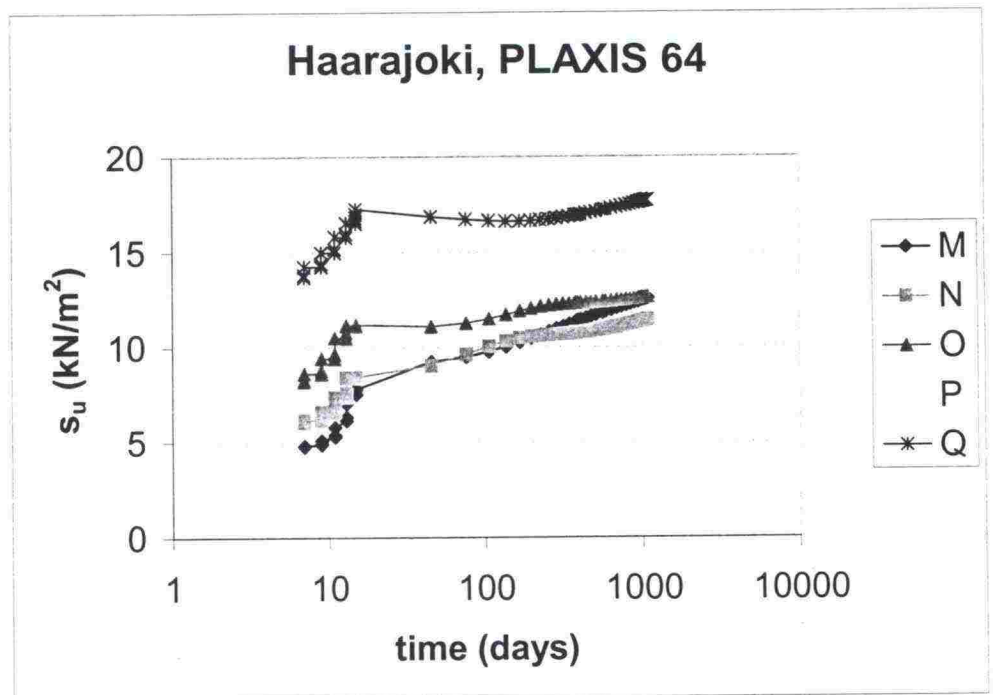
POP ylikonsolidaation suuruutta kuvaava parametri, katso taulukko 5.1a ja kaava 5.1.

σ'_{y0} voidaan tulostaa numeromuodossa ohjelman PLAXIS jälkikäsittelijästä, ja K_0^{NC} on ohjelman PLAXIS lähtötieto-osassa joko laskettuna tai annettuna arvona. Lasketut p' ja q sijoitetaan kaavoihin 5.4b ja 5.5.

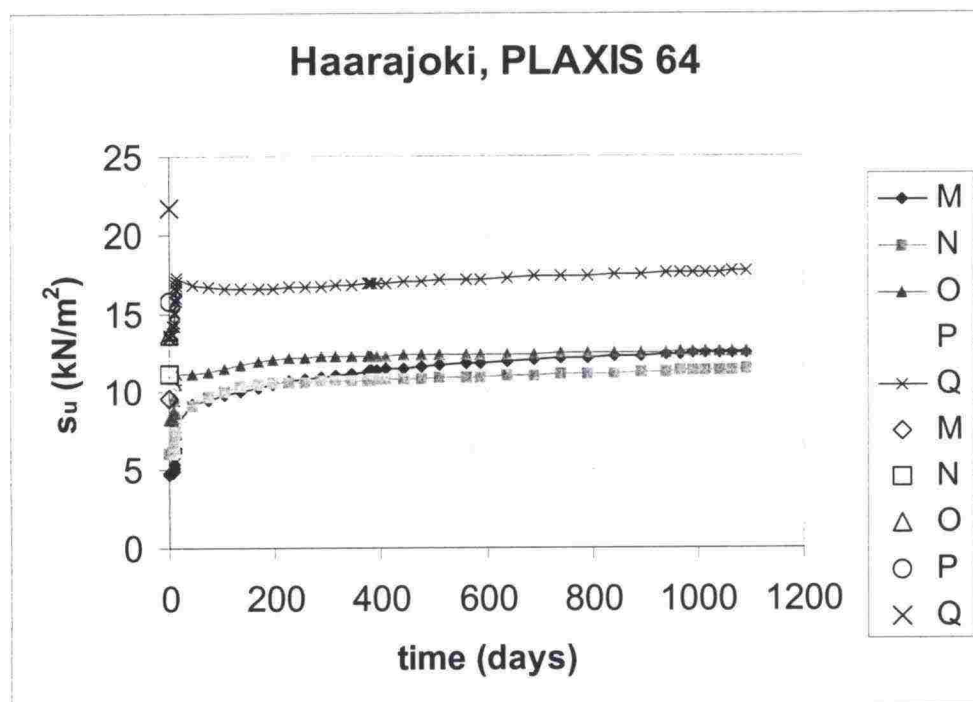
Tehokkaan konsolidaatiojännityksen ja siitä lasketun suljetun leikkauslujuuden (maksimileikkausjännityksen) kehittyminen on esitetty kuvissa 5.6, 5.7 ja 5.8. Kuvissa on esitetty ajanhetkellä nolla myös konsolidaatiojännityksen ja suljetun leikkauslujuuden alkuarvot. Suljettu leikkauslujuus kasvaa konsolidaatioprosessin aikana vain silloin, kun laskettu maksimileikkausjännitys ylittää suljetun leikkauslujuuden alkuarvon.



Kuva 5.6 Tehokkaan konsolidaatiojännityksen (hydrostaattisen jännityksen) kasvutarkastelupisteissä 3 vuoden aikana. Konsolidaatiojännityksen alkuarvot on merkitty erillisin symbolein pystyakselille.



Kuva 5.7 Suljetun leikkauslujuuden (maksimileikkausjännityksen) kasvu 3 vuoden aikana, tasavälinen aikaskaala. Suljetun leikkauslujuuden alkuarvot pystyakselilla.



Kuva 5.8 Suljetun leikkauslujuuden (maksimileikkausjännityksen) kasvu 3 vuoden aikana, logaritminen aika.

Taulukossa 5.3 on esitetty yhteenvetona ohjelmalla PLAXIS lasketut konsolidaatiojännitykset.

Taulukko 5.3 Ohjelmalla PLAXIS lasketut konsolidaatiojännitykset p_c' ja suljetut leikkauslujuudet s_u . Alkuarvot ja kolmen vuoden arvot. Suluissa olevissa tapauksissa lujuuden kasvua ei ole tapahtunut.

Piste	p_c' alussa, kPa	s_u alussa, kPa	p_c' , 3 v, kPa	s_u , 3 v, kPa
M	35.78	9.55	45.37	12.55
N	40.89	11.15	41.80	11.43
O	48.70	13.59	(45.61)	(12.63)
P	58.97	15.78	(53.36)	(14.12)
Q	79.87	21.66	(66.30)	(17.69)

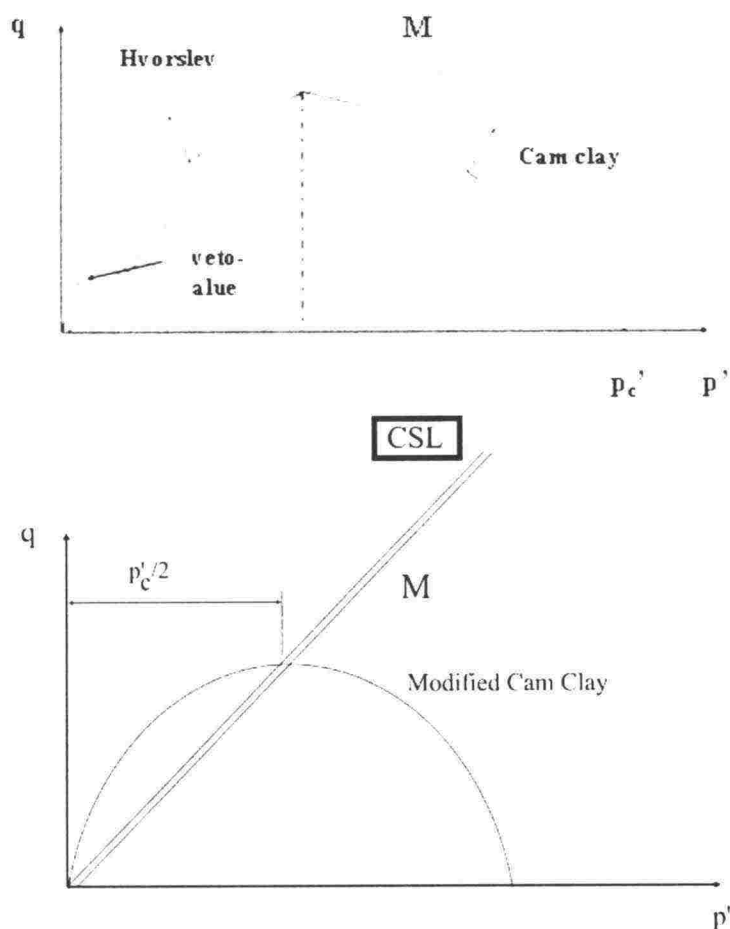
Taulukon 5.3 perusteella voidaan todeta, että maapohjan lujittumista penkeen alla on tapahtunut vähäisessä määrin vain tarkastelupisteissä M ja N. Suluissa olevat lasketut arvot ovat pienempiä kuin alkuarvot, joten lujittumista ei ole tapahtunut pisteissä O, P ja Q.

6 SAGE CRISP-LASKELMAT

6.1 laskentojen lähtötiedot

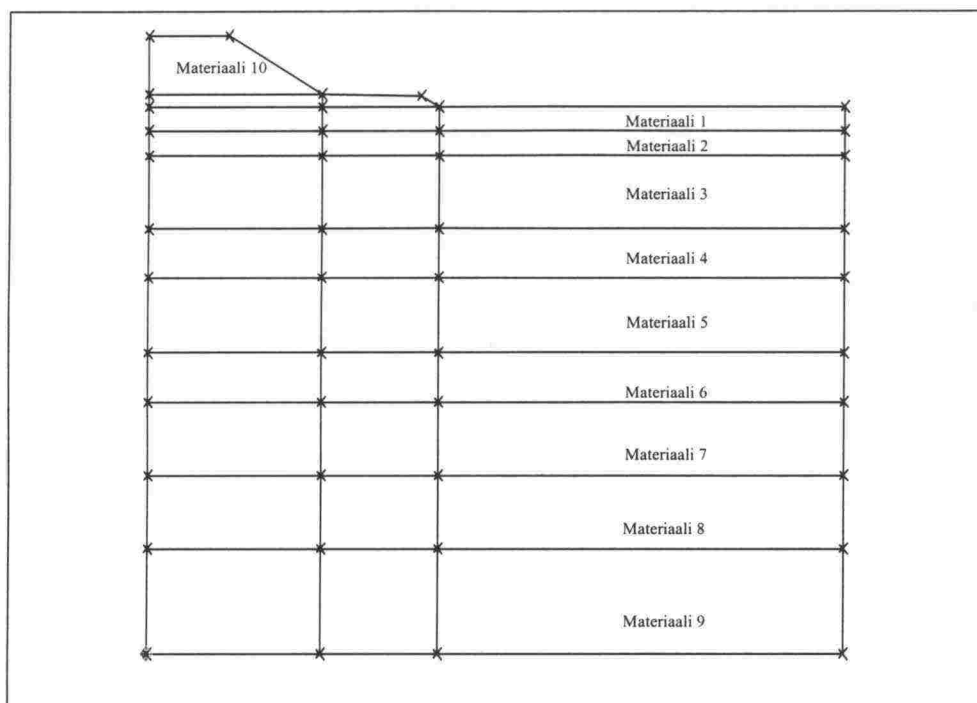
SAGE CRISP-laskelmissa pengertä mallinnettiin Mohr-Coulombin mallilla (MC), kahta ylintä ylikonsolidoitunutta maakerrosta Schofieldin kriittisen tilan mallilla (SchoM) ja näiden alapuolisia savikerroksia kriittisen tilan mallilla Modified Cam Clay (MCC). Schofieldin ja MCC-mallin myötöpinnat on esitetty kuvassa 6.1. (SAGE CRISP manuaali vers. 4, 1999). Ohjelman SAGE CRISP MCC-malli eroaa Plaxiksen SCC-mallin myötöpinnasta (cap) seuraavasti:

- MCC ei sisällä koheesiotermiä
- MCC ulottuu ellipsinä koko alueelle origosta konsolidaatiojännitykseen p_c'
- MCC on kolmeulotteisessa pääjännityskoordinaatistossa sileä ellipsoidi eikä sisällä nurkkia kuten SCC-malli.



Kuva 6.1 Schofieldin ja MCC-mallin myötöpinnat.

Kerrosjako on esitetty kuvassa 6.2 ja kerrosten parametrit taulukoissa 6.1a – 6.1d.



Kuva 6.2 Kerrosjako ja tehtävän geometria.

Taulukko 6.1a SAGE CRISP -ohjelmassa käytetty kerrosjako.

Kerrosnro	Tunnus	Syvyys, m	y-koord.	mater.malli
1	vyk-savi	0.0 – 1.0	22.2 – 21.2	SchoM
2	vyk-savi	1.0 – 2.0	21.2 – 20.2	SchoM
3	savi	2.0 – 5.0	20.2 – 17.2	MCC
4	savi	5.0 – 7.0	17.2 – 15.2	MCC
5	savi	7.0 – 10.0	15.2 – 12.2	MCC
6	savi	10.0 – 12.0	12.2 – 10.2	MCC
7	savi	12.0 – 15.0	10.2 – 7.2	MCC
8	savi	15.0 – 18.0	7.2 – 4.2	MCC
9	savi	18.0 – 22.2	4.2 – 0.0	MCC
10	penger		22.2 – 25.1	MC

Taulukko 6.1b SchoM- ja MCC-mallin parametrit kerroksittain, osa 1.

Kerros nro	γ_{tot} kN/m ³	λ -	κ -	e_{cr} -	M -	ν -
1	17	0.1	0.007	1.78	1.5	0.38
2	17	0.1	0.013	1.76	1.5	0.38
3	14	1.4	0.1	6.68	1.15	0.1
4	14	1.4	0.1	9.51	1.1	0.1
5	15	0.65	0.06	4.84	1.07	0.1
6	15	1.0	0.06	7.22	1.07	0.28
7	15	0.8	0.05	6.63	1.15	0.28
8	16	0.48	0.05	4.0	1.5	0.28
9	17	0.1	0.009	1.84	1.5	0.28

Taulukko 6.1c SchoM- ja MCC-mallin parametrit kerroksittain, osa 2.

Kerros nro	Maanvarainen		Pystyojitettu	
	k_x m/day	k_y m/day	k_x m/day	k_y m/day
1	13.0E-4	13.0E-4	13.0E-4	13.0E-4
2	13.0E-4	13.0E-4	10.0E-4	13.0E-4
3	0.80E-4	0.80E-4	0.10E-4	0.80E-4
4	0.86E-4	0.86E-4	0.10E-4	0.86E-4
5	0.69E-4	0.69E-4	0.10E-4	0.69E-4
6	1.30E-4	1.30E-4	0.40E-4	1.30E-4
7	1.00E-4	1.00E-4	0.50E-4	1.00E-4
8	4.00E-4	4.00E-4	4.00E-4	4.00E-4
9	80.0E-4	80.0E-4	80.0E-4	80.0E-4

Taulukko 6.1d Pengermateriaalin ominaisuudet.

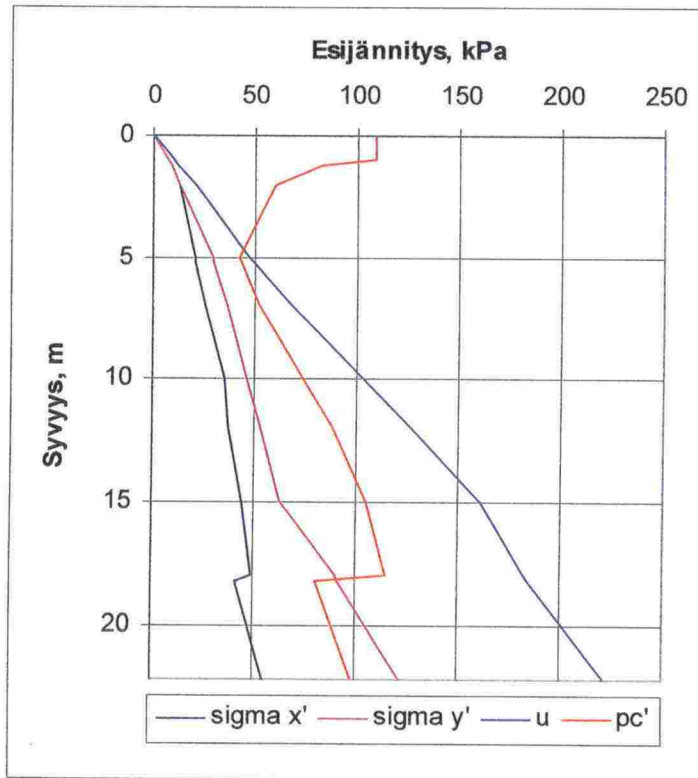
Kerros nro	γ_{tot} kN/m ₃	E kN/m ₂	ν -	c kN/m ₂	ϕ °
10	21	60000	0.3	2	40

Taulukossa 6.1b esitetyt parametrit:

γ_{tot}	kokonaistilavuuspaino
λ	kokoonpuristuvuusindeksi, NK-alue (MCC)
κ	kokoonpuristuvuusindeksi, YK-alue (MCC)
e_{cr}	huokosluku kriittisessä tilassa ennen rakentamista
M	kriittisen tilan linjan (CSL) kulmakerroin
ν	Poissonin luku, YK-alue

Konsolidaatiojännitys annetaan ohjelmassa SAGE CRISP hydrostaattisella akselilla vaikuttavana tehokkaana esijännityksenä p_c' , minkä jakautuma pys-

tysuunnassa on esitetty yhdessä vallitsevan tehokkaan pystyjännityksen σ_y' , tehokkaan vaakajännityksen σ_x' ja huokosvedenpaineen u kanssa kuvassa 6.3.

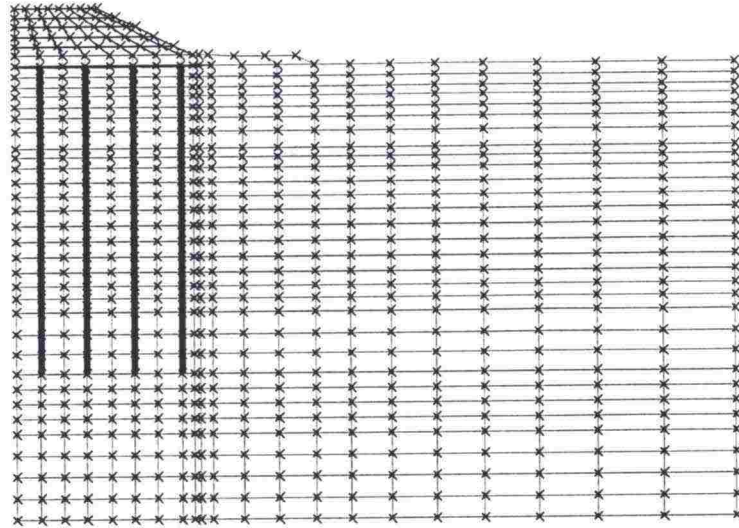


Kuva 6.3 In situ -jännitysten jakautuma syvyysuunnassa.

Tehtävän mallintamisjärjestys, maanvarainen penger:

1. Alkujännitysten laskenta
2. Murskekerroksen lisääminen, konsolidaatioreunaehdojen asetus
3. Pengerkuorman lisääminen ohuin kerroksin, konsolidaatioprosessi alkaa
4. Konsolidaatiovaiheen laskenta pienin aika-inkrementtein

Pystyöjitetun maapohjan käyttäytymisen mallintaminen aloitettiin tekemällä geometrinen sovitus (Hird et al. 1995) pystyöjien vaikutusalueelle pyörähdyssymmetriasta tasomuodonmuutostilaan, jolloin pystyöjaväliksi tasomuodonmuutostilassa saatiin 2.3 m. Elementtiverkko järjestettiin niin, että avoin konsolidaatioreunaehto saatiin vaikuttamaan niiden elementtien reunoilla, joihin pystyöjat sijoituivat, kuva 6.4. Pystyöjat ulottuvat 15 metrin syvyyteen maan pinnasta.



Kuva 6.4 Pystyjen sijoittuminen elementtiverkossa.

Tehtävän mallintamisjärjestys, pystyjitettu maapohja:

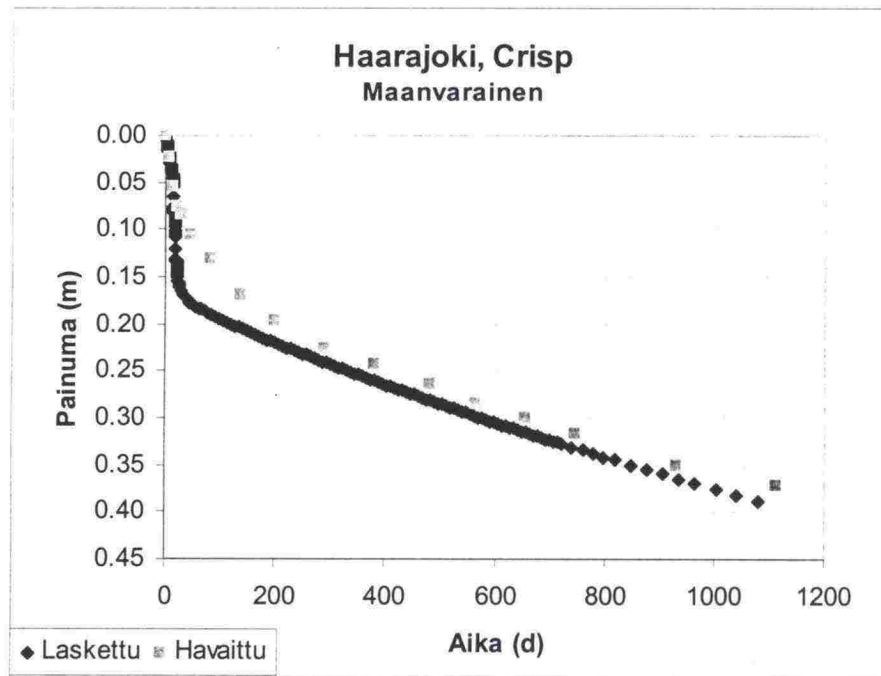
1. Alkujännitysten laskenta
2. Murskekerroksen lisääminen, konsolidaatioreunaehdojen asetus
3. Pystyjen lisääminen verkon sisäisinä konsolidaatioreunaehtoina
4. Pengerkuorman lisääminen ohuin kerroksiin, konsolidaatioprosessi alkaa
5. Konsolidaatiovaiheen laskenta pienin aika-inkrementtein

Ohjelman SAGE CRISP uusimmissa versioissa on mahdollista valita myös epälineaarinen ratkaisumenetelmä. Maanvaraisen penkereen tapauksessa käytettiin alkuperäistä inkrementaalista menetelmää, ja pystyjitetun maapohjan tapauksessa MDF-iteraation avulla tarkennettua inkrementaalista menetelmää. MDF tarkoittaa Modified Newton-Raphson-iterointia, jota kutsutaan myös alkujännitysiteraatioksi (Vepsäläinen 1983). MDF-iterointi vaatii merkittävästi pidemmän laskenta-ajan mutta vähentää jännitysten tasapainoehtoa rikkovien menetelmä- ja laskentavirheiden syntymistä.

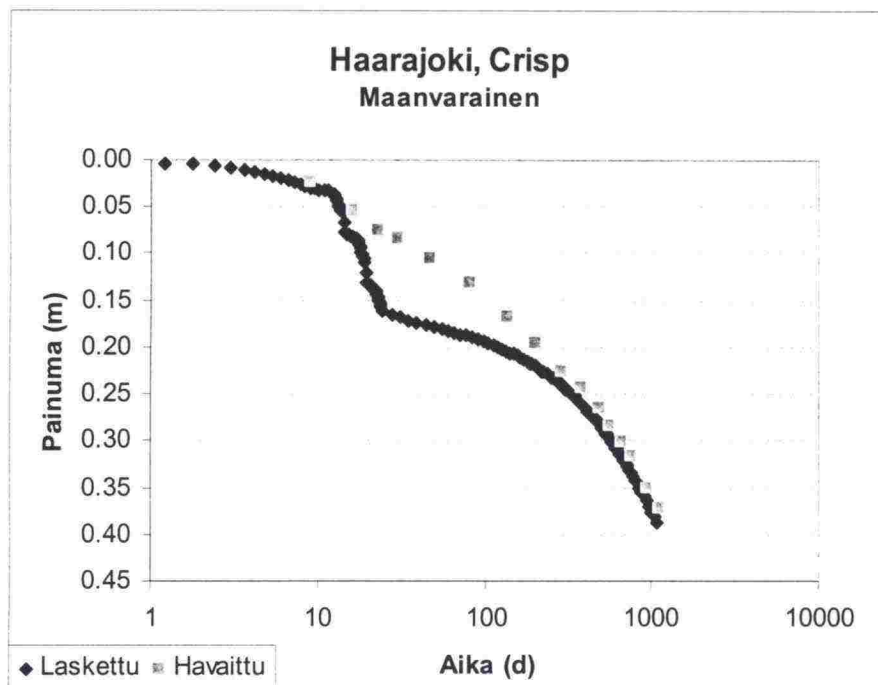
6.2 Laskentatulokset, maanvarainen penger

Painumat

Lasketut ja havaitut maanpinnan painumat penkereen keskikohdalla tasavälisessä aikakoordinaatistossa on esitetty kuvassa 6.5.



Kuva 6.5 Maanpinnan painuma penkereen keskikohdalla. Laskettujen ja havaittujen tulosten vertailu ajanjaksolla 0 – 3 vuotta.

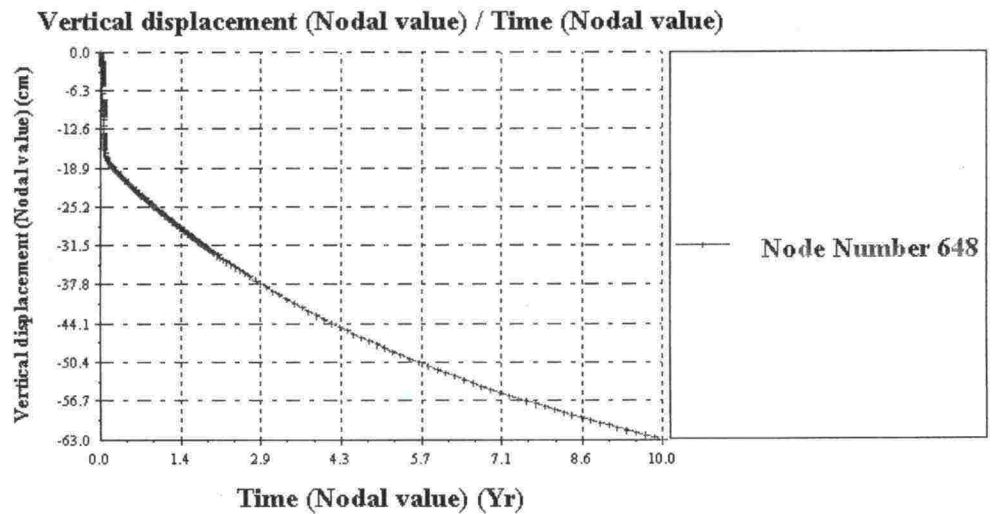


Kuva 6.6 Maanpinnan painuma penkereen keskikohdalla, logaritminen aika-skaala.

Kuvasta 6.5 voidaan todeta, että kolmen vuoden kohdalla (1095 päivää) lasketut painumat vastaavat hyvin havaintoja. Sen sijaan heti penkereen raken-

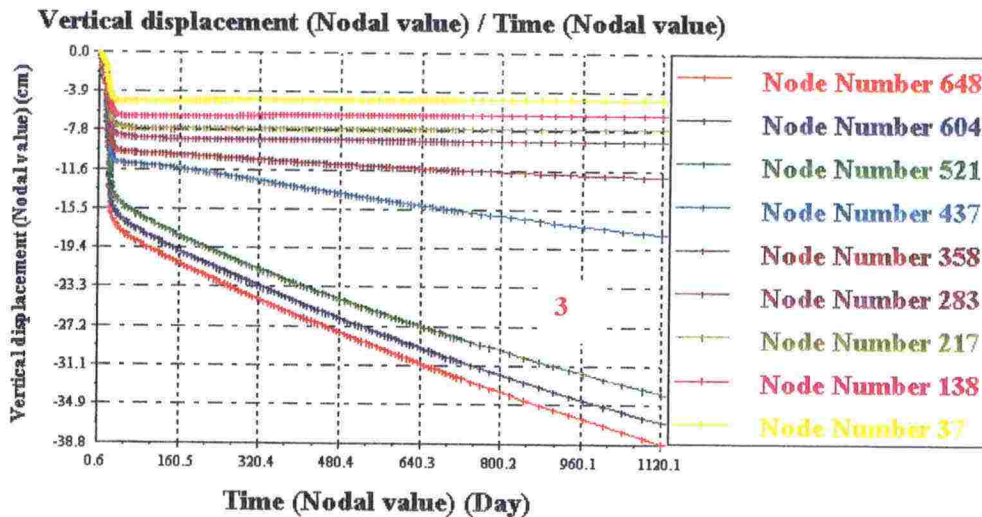
tamisen jälkeen ovat lasketut painumat merkittävästi havaittuja suurempia. Tämä viittaa siihen, että laskelmissa käytetty ylikonsolidoituneen osan painumaparametri κ on liian suuri. Erilaisten kokeilujen kautta kuitenkin ilmeni, että parametrin κ pienentäminen johtaa vakaviin numeerisiin jännitysten tasapainovirheisiin siten että laskenta ei "mene läpi". Numeeristen virheiden syntyminen taas aiheutuu ohjelmassa SAGE CRISP olevasta vanhasta epälineaarisesta ratkaisumenetelmästä (inkrementaalinen menetelmä), jota tässä tapauksessa käytettiin.

Kuvassa 6.7 on esitetty laskettu painuman kehittyminen 10 vuoden aikana rakentamisesta.



Kuva 6.7 Laskettu maanpinnan painuma penkereen keskikohdalla ajanjaksolla 0 – 10 vuotta.

Maapohjan eri kerrosten aika-painumakäyttäytyminen kolmen vuoden aikana penkereen rakentamisesta on esitetty kuvassa 6.8.



Kuva 6.8 Maapohjan eri kerrosten aika-painumakäyttäytyminen kolmen vuoden aikana.

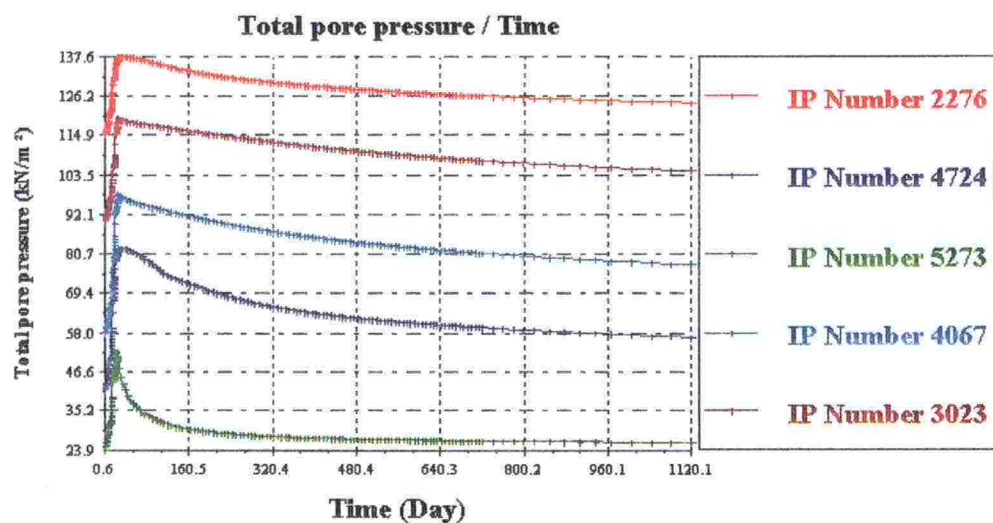
Kuvassa 6.8 kerroksen nro 1 painuma (kahden alimman käyrän väli) on ollut kolmen vuoden aikana noin 2 cm. Painumat ovat olleet pieniä myös seuraavassa alemmassa vahvasti ylikonsolidoituneessa kerroksessa nro 2 samoin kuin kerroksissa 6, 7 ja 8. Kerros nro 9 on painunut aluksi noin 4 cm, minkä jälkeen painuma on pysynyt vakiona. Suurin painuma on keskittynyt kerrokseen nro 3.

Huokosveden paineet

Huokosveden laskettu kokonaispaineen kehittyminen ajan mukana kolmen vuoden päähän rakentamisesta on esitetty kuvassa 6.9. Kuvassa esitetyt tarkastelupisteet (integrintipisteet) sijoittuvat maapohjassa penkereen keskikohdalla taulukossa 6.2 esitetyllä tavalla.

Taulukko 6.2 Integrintipisteiden sijainti maapohjassa penkereen keskikohdalla

IP-piste, nro	Kerrosnro	Syvyys, m	Vastaa PLAXIS-pistettä (taul. 5.2)
5273	3	2.4	M
4724	3	4.2	N
4067	4	6.0	O
3023	5	8.9	P
2276	6	11.0	Q

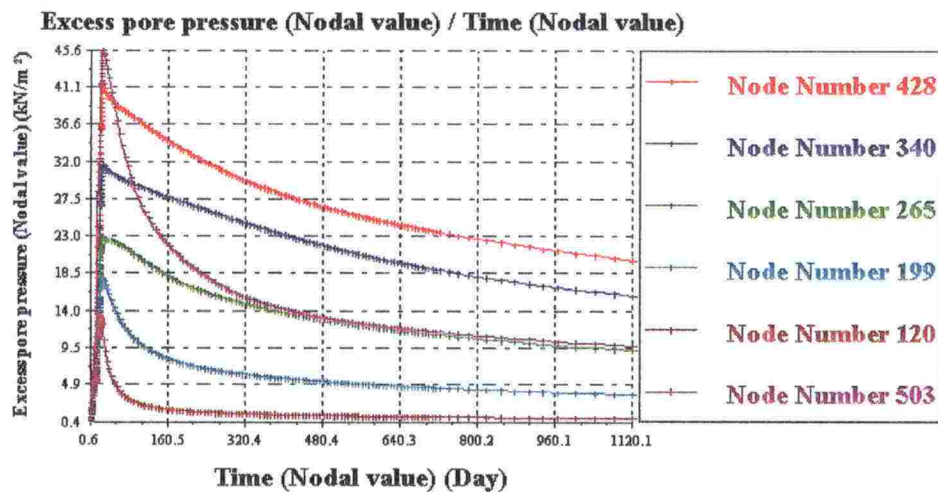


Kuva 6.9 Laskettu huokosveden kokonaispaineen kehittyminen kolmen vuoden aikana rakentamisesta.

Laskettu huokosveden ylipaineen kehittyminen rakentamisaikana ja sen purkautuminen kolmen vuoden aikana rakentamisen jälkeen on esitetty kuvassa 6.10. Tarkastelupisteet (tässä solmut) ovat myös sijainneet penkereen keskikohdan alapuolella taulukon 6.3 mukaisesti.

Taulukko 6.3 Tarkastelupisteinä käytettyjen solmujen sijainti maapohjassa penkereen keskikohdalla.

Solmu nro	Kerros	Syvyys, m
503	3	3.2
428	4	5.7
340	5	8.5
265	6	11.3
199	7	14.0
120	8	16.5

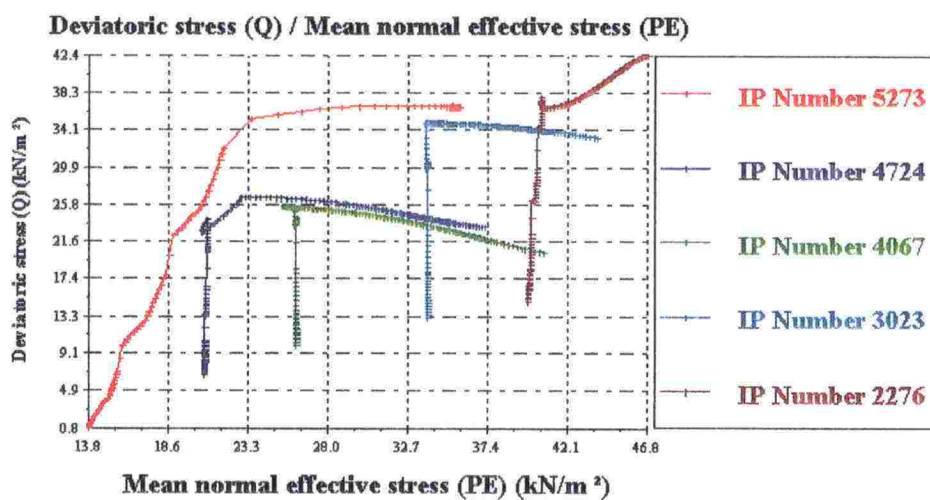


Kuva 6.10 Laskettu huokosveden ylipaineen kehittyminen kolmen vuoden aikana rakentamisen aloittamisesta.

Kuvien 6.9 ja 6.10 perusteella kerroksissa 4 ja 5 (syvyydellä 5 – 10 m) huokosveden ylipainetta voisi odottaa olevan vielä 15 – 20 kPa.

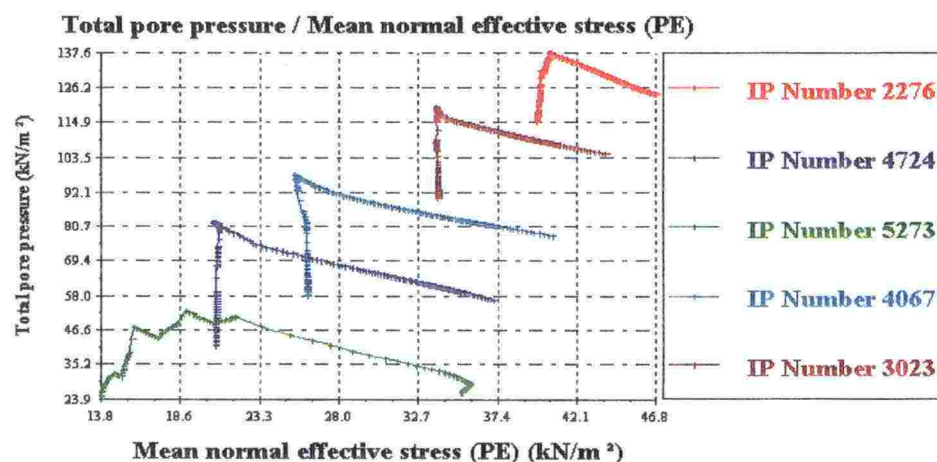
Jännityspolut

Lasketut tehokkaan hydrostaattisen jännityksen p' ja deviatorisen jännityksen q väliset vuorosuhteet integrointipisteissä ajanjaksolla 0 – 3 vuotta on esitetty kuvassa 6.11.



Kuva 6.11 Lasketut p' – q -vuorosuhteet integrointipisteissä kolmen vuoden aikana rakentamisesta.

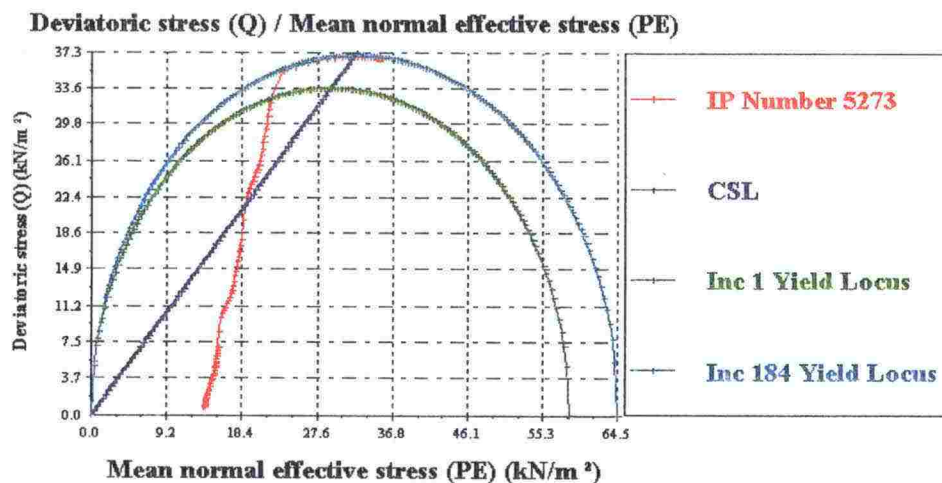
Kuvassa 6.12 on lasketut tehokkaan hydrostaattisen jännityksen p' ja huokosveden kokonaispaineen u väliset vuorosuhteet ajanjaksolla 0 – 3 vuotta.



Kuva 6.12 Lasketut p' – u -vuorosuhteet ajanjaksolla 0 – 3 vuotta.

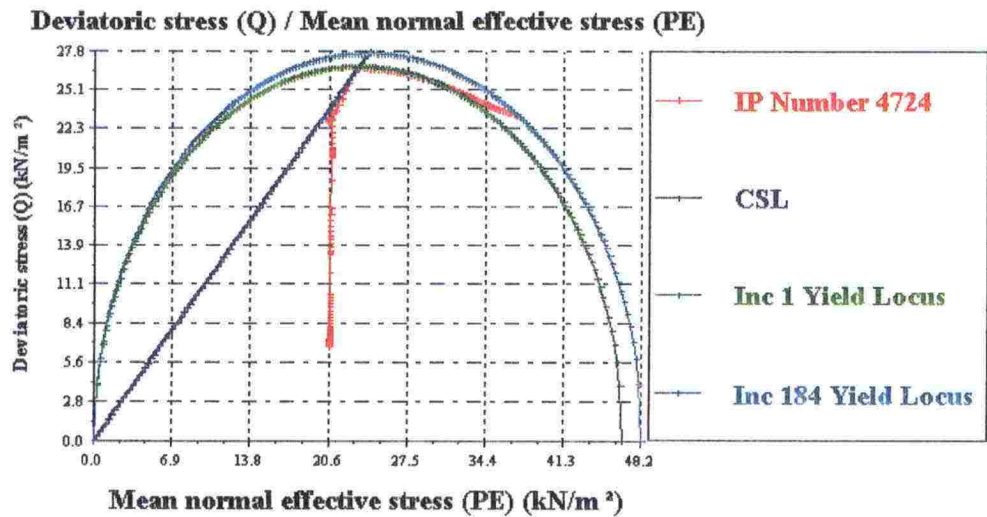
Maapohjan lujittuminen

Maapohjan lujittuminen konsolidaatioprosessin aikana edellyttää myötöpinnan kasvua. Kuvissa 6.13a – 6.13e on esitetty laskettu kriittisen tilan linja, myötöpinta luonnontilassa, myötöpinta kolmen vuoden kuluttua rakentamisesta sekä vastaava jännityspolku penkereen keskikohdan alapuolella sijaitsevilla tarkastelupisteissä (integrintipisteissä). Konsolidaatiojännitys (esijännitys) hydrostaattisessa tilassa p_c' on myötöpinnan ja hydrostaattisen akselin (PE) leikkauspisteessä.

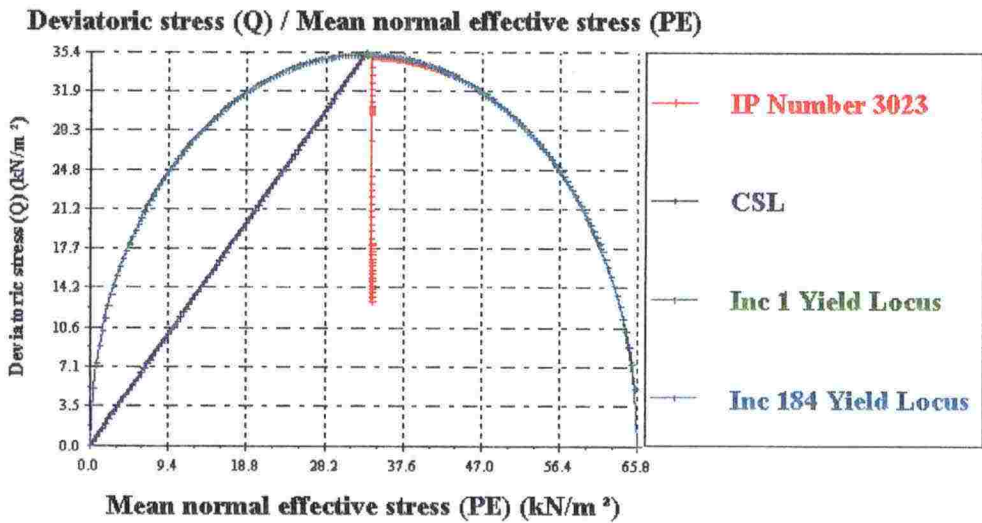


Kuva 6.13a Myötöpinnan kehittyminen, syvyys 2.4 m.

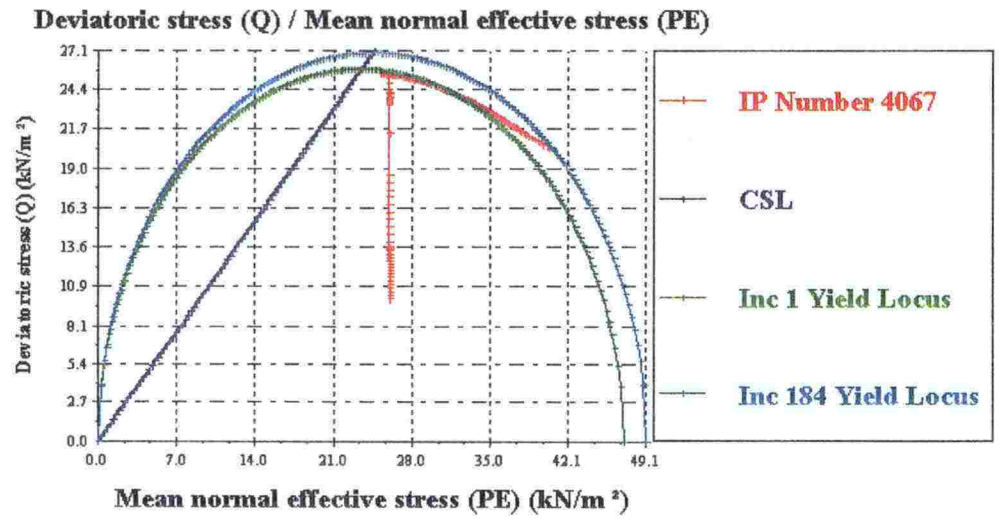
Kuvan 6.13a perusteella jännityspolku on mennyt myötöpinnalle MCC-mallin "kuivalta" puolelta ja kasvattanut myötöpintaa myös "kuivalta" puolelta. Tämä ilmiö ei liene todellinen, vaan johtuu epälineaarisesta ratkaisumenetelmästä aiheutuvasta sisäisten jännitysten tasapainoehdon rikkomisesta. Sama ilmiö on nähtävissä ko. jännityspolun osalta myös kuvassa 6.12.



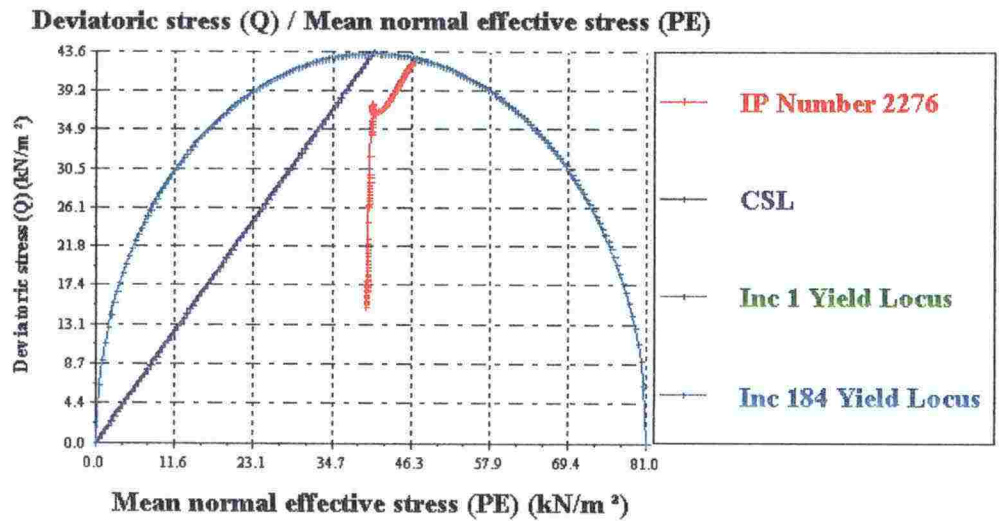
Kuva 6.13b Myötöpinnan kehittyminen, syvyys 4.2 m.



Kuva 6.13c Myötöpinnan kehittyminen, syvyys 6.0 m.



Kuva 6.13d Myötöpinnan kehittyminen, syvyys 8.9 m.



Kuva 6.13e Myötöpinnan kehittyminen, syvyys 11.0 m.

Konsolidaatiojännityksen p_c' alkuarvo on esitetty kuvissa 6.13a – 6.13e. Se on annettu lähtötietona kuvassa 6.3. Suljettu leikkauslujuus alkutilanteessa ja kolmen vuoden kuluttua rakentamisesta lasketaan konsolidaatiojännityksen p_c' ja kriittisen tilan linjan kulmakertoimen M avulla kaavasta 5.5. Koska ohjelman SAGE CRISP mallissa MCC koheesio on nolla, kaava 5.5 yksinkertaistuu kaavaksi 6.1.

$$s_u = M p_c' / 4 \quad (6.1)$$

Konsolidaatiojännityksen ja suljetun leikkauslujuuden kasvu kolmen vuoden aikana on esitetty taulukossa 6.4.

Taulukko 6.4 Konsolidaatiojännityksen p_c' ja suljetun leikkauslujuuden s_u alkuarvot ja 3 vuoden arvot tarkastelupisteissä (integroitipisteissä).

Int. piste	Syvyys, m	p_c' alussa	s_u alussa	p_c' , 3v	s_u , 3v
5273	2.4	57.6	16.6	64.5	18.5
4724	4.2	46.8	13.5	48.2	13.9
4067	6.0	47.0	12.9	49.1	13.5
3023	8.9	65.8	17.6	65.8	17.6
2276	11.0	81.0	21.7	81.0	21.7

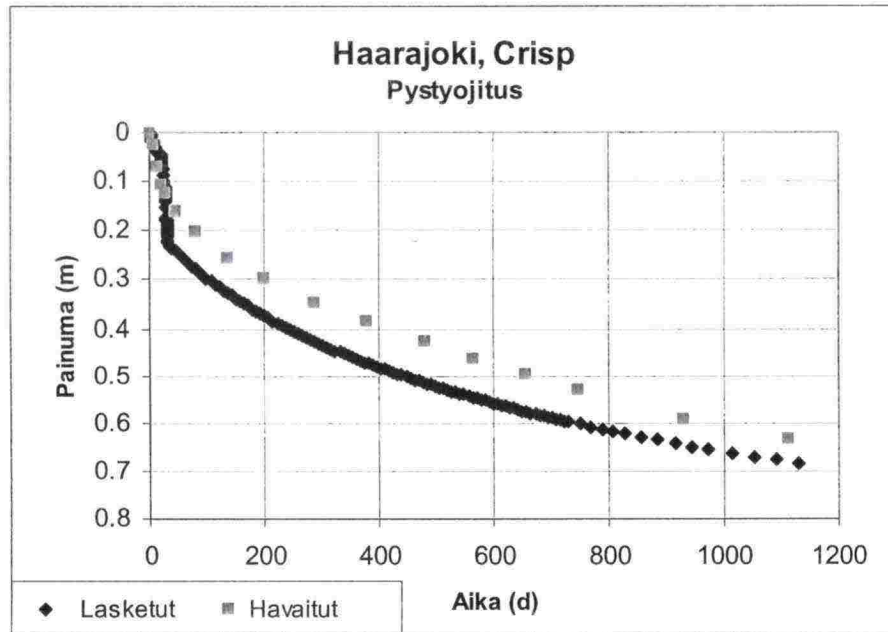
Suljettu leikkauslujuus kasvaa laskelmien perusteella penkereen keskiosan alla pehmeissä savikerroksissa vähäisessä määrin noin 7 metrin syvyyteen maanpinnasta.

6.3 Laskentatulokset, pystyöjitettu maapohja

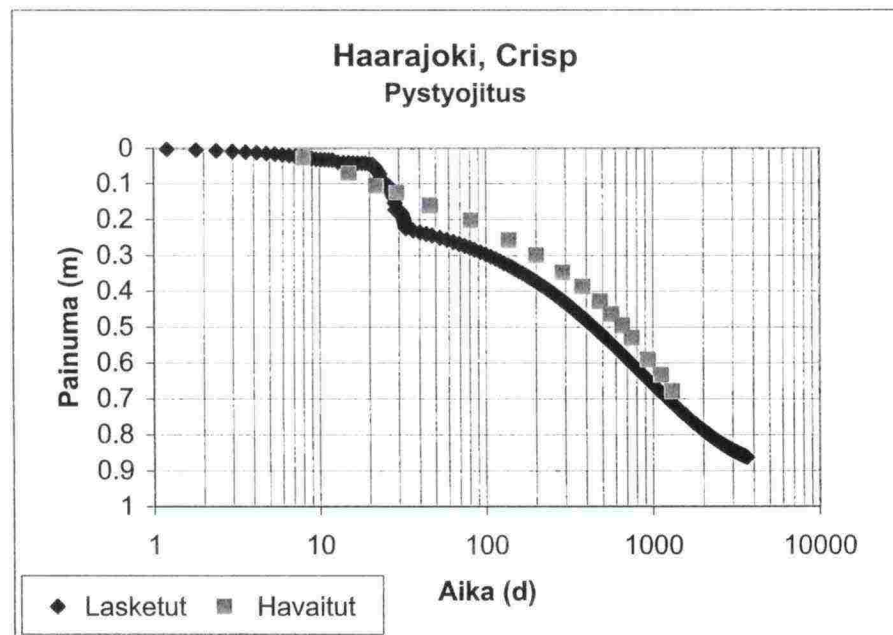
Pystyöjitetun maapohjan laskelmissa käytettiin samoja materiaaaliparametreja ja alkujännitystilaa kuin maanvaraisen penkereen tapauksessa (taulukot 6.1a – 6.1d ja kuva 6.3). Pystyöjien asentamisaikaisen maapohjan häiriintymisen (smear-efekti) ottamiseksi huomioon pienennettiin kuitenkin pystyöjiin liittyvien pehmeiden savikerrosten vaakasuuntaista vedenläpäisevyyttä.

Painumat

Maapohjan painuman kehittyminen penkereen keskiosan kohdalla kolmen vuoden ajalta on esitetty kuvissa 6.14 ja 6.15. Kuvissa on esitetty myös havaitut painumat. Laskentatulokset ovat melko lähellä havaintoja, mutta tässäkin näkyy, että laskelmissa käytetty ylikonsolidoituneen osan painumaparametri κ on hiukan liian suuri.



Kuva 6.14 Maapohjan laskettu ja havaittu painuma penkereen keskiosan kohdalla aikavälillä 0 - 3 vuotta. Tasavälinen aika-asteikko.



Kuva 6.15 Maapohjan laskettu ja havaittu painuma penkereen keskiosan kohdalla. Havainnot aikavälillä 0 - 3 vuotta ja laskenta 0 - 10 vuotta. Logaritminen aika-asteikko.

Huokosveden paineet

Kuvassa 6.16 on esitetty huokosveden ylipaineen jakautuma maapohjassa heti penkereen rakentamisen jälkeen (vertaa kuvaa 6.4). Mitä punaisempi alue on kuvassa 6.16, sitä suurempi huokosylipaine. Huokosveden ylipainetta ei ole pystyöjien kohdalla.

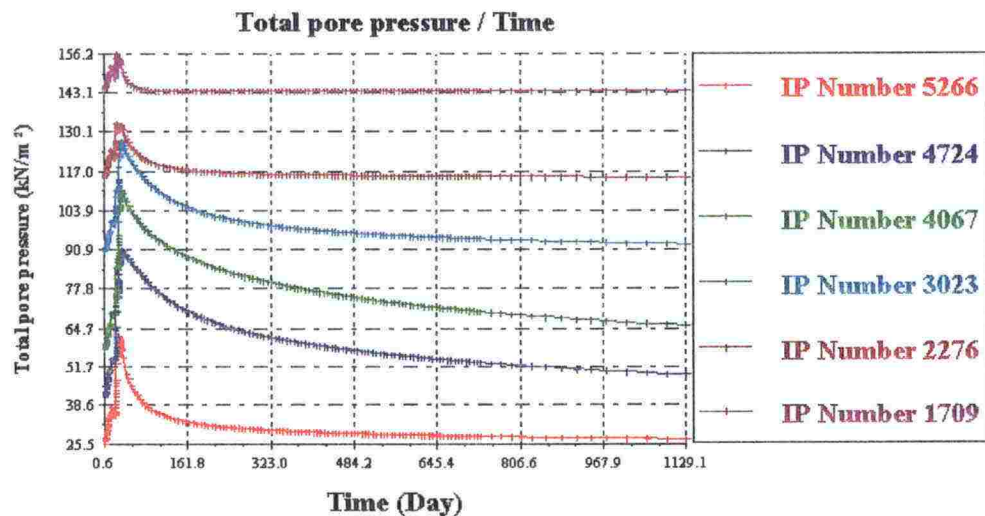


Kuva 6.16 Huokosveden ylipaineen jakautuma maapohjassa heti penkereen rakentamisen jälkeen.

Huokosveden kokonaispaineen ja ylipaineen kehittyminen penkereen rakentamisen alusta kolmen vuoden päähän on esitetty kuvissa 6.17 ja 6.18. Tarkastelupisteet sijaitsevat penkereen keskikohdan alapuolella taulukoissa 6.5 ja 6.6 esitetyissä syvyyksissä alkuperäisestä maanpinnasta. Tarkastelupisteiden sijainti penkereen keskikohdalla on valittu symmetria-akselin vieressä siten, että ne sijoittuvat mahdollisimman lähelle pystyöjavälin (2.3 m) puolta väliä, jossa on odotettavissa sivusuunnassa huokospaineen suurimpia arvoja.

Taulukko 6.5 Integrointipisteiden sijainti maapohjassa penkereen keskikohdalla symmetria-akselin vieressä.

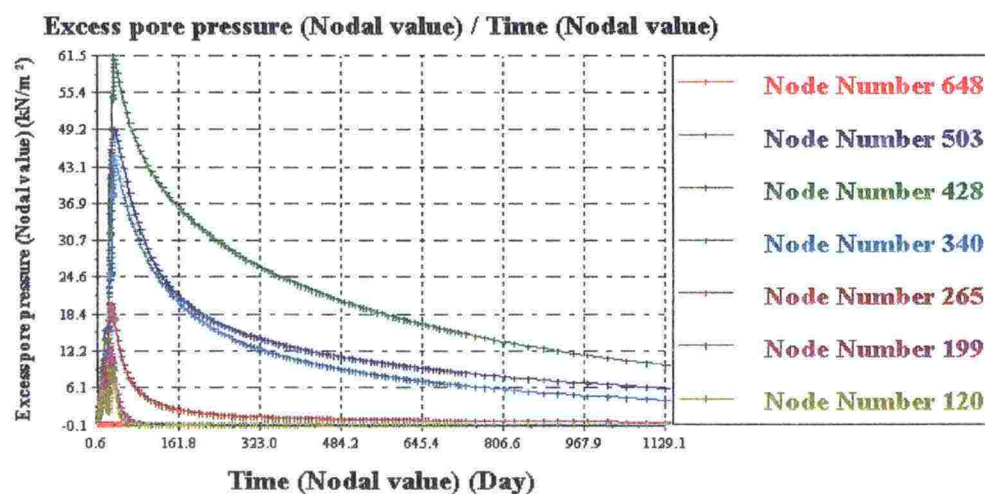
IP-piste, nro	Kerrosnro	Syvyys, m
5266	3	2.4
4724	3	4.2
4067	4	6.0
3023	5	8.9
2276	6	11.0
1709	7	13.6



Kuva 6.17 Huokosveden kokonaispaineen kehittyminen kolmen vuoden aikana penkereen rakentamisen alusta.

Taulukko 6.6 Tarkastelupisteinä käytettyjen solmujen sijainti maapohjassa penkereen keskikohdalla.

Solmu nro	Kerros	Syvyys, m
648	1	0.0
503	3	3.2
428	4	5.7
340	5	8.5
265	6	11.3
199	7	14.0
120	8	16.5

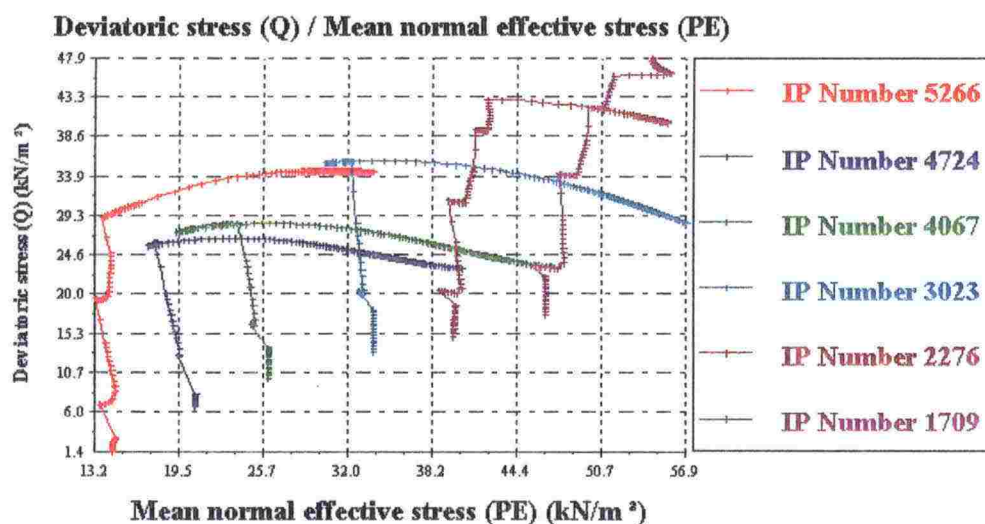


Kuva 6.18 Huokosveden ylipaineen kehittyminen kolmen vuoden aikana penkereen rakentamisen alusta.

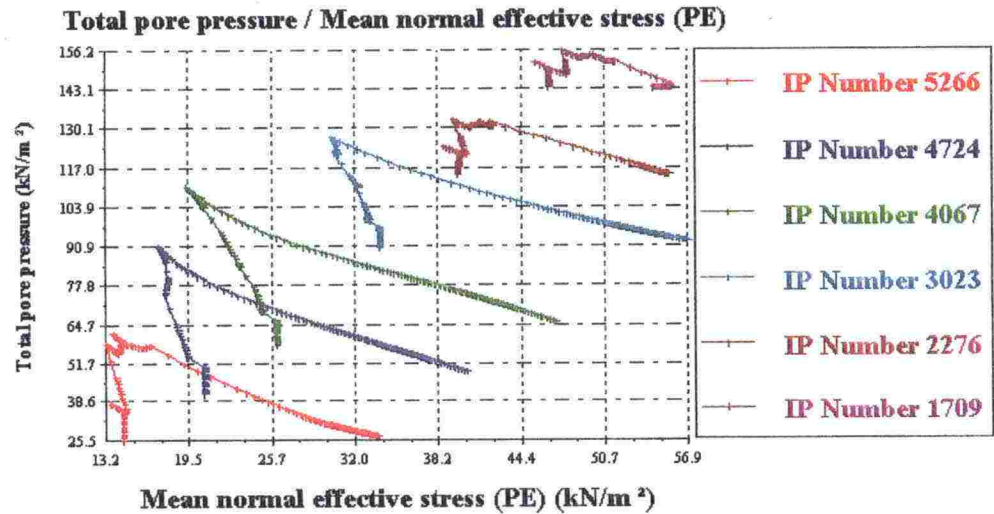
Kuvista 6.16, 6.17 ja 6.18 havaitaan, että huokosveden ylipaine kasvaa jo penkereen rakentamisen aikana voimakkaasti pystyjojavälin puolella välissä syvyydellä 2 – 10 metriä. Ylipaineen maksimi sekä penkereen rakentamisen päättyessä että kolmen vuoden konsolidaatioaikana sijaitsee 5 – 6 metrin syvyydessä.

Jännityspolut

Lasketut tehokkaan hydrostaattisen jännityksen p' ja deviatorisen jännityksen q väliset vuorosuhteet integrointipisteissä ajanjaksolla 0 – 3 vuotta on esitetty kuvassa 6.18. Kuvassa 6.19 on lasketut tehokkaan hydrostaattisen jännityksen p' ja huokosveden kokonaispaineen u väliset vuorosuhteet ajanjaksolla kolmen vuoden ajalta.



Kuva 6.19 Lasketut p' – q -vuorosuhteet integrointipisteissä kolmen vuoden aikana rakentamisesta.

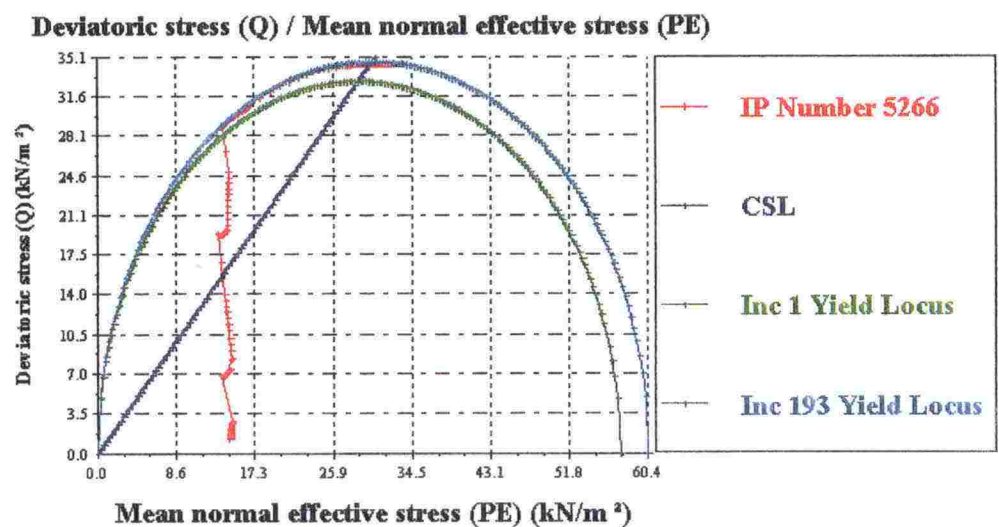


Kuva 6.20 Lasketut p' – u -vuorosuhteet ajanjaksolla 0 – 3 vuotta.

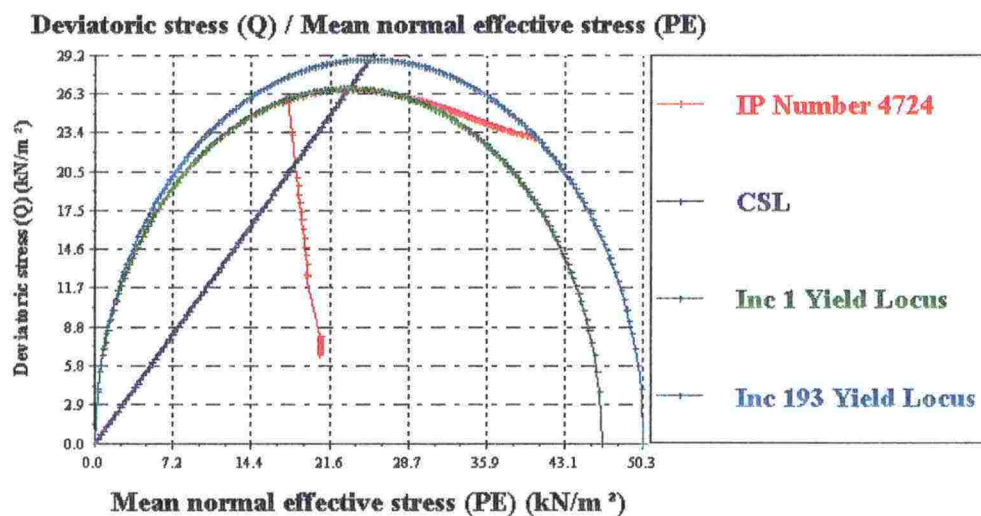
Jännityspolkujen muodon voi todeta vähän muuttuneen verrattuna maanvaraisen osan jännityspolkuihin kuvissa 6.11 ja 6.12.

Maapohjan lujittuminen

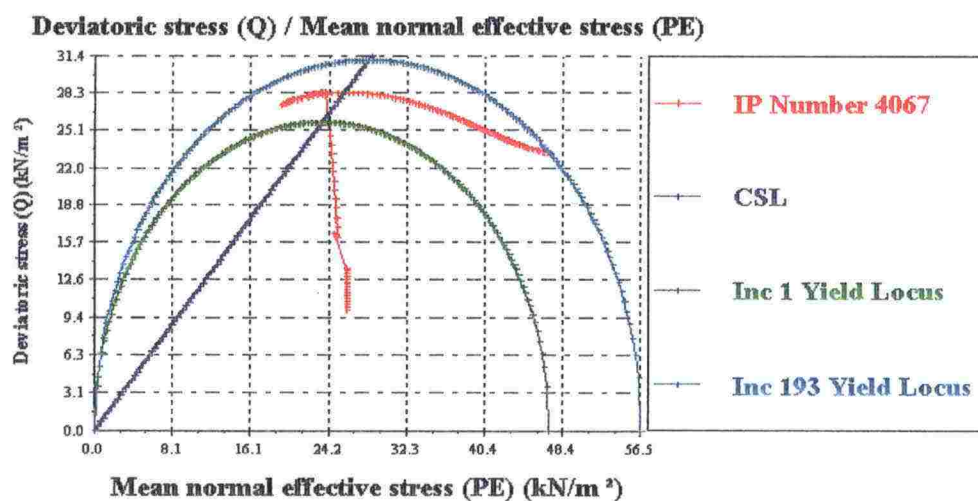
Kuvissa 6.21a – 6.21f on esitetty laskettu kriittisen tilan linja, myötöpinta ennen penkereen rakentamista, myötöpinta kolmen vuoden kuluttua rakentamisesta sekä vastaava jännityspolku penkereen keskikohdan alapuolella sijaitsevista integrointipisteissä.



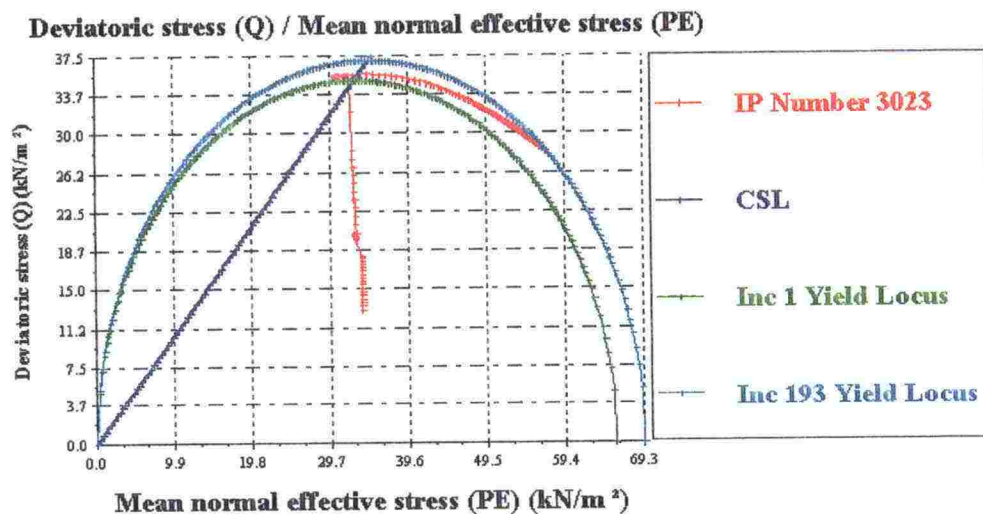
Kuva 6.21a Myötöpinnan kehittyminen, syvyys 2.4 m.



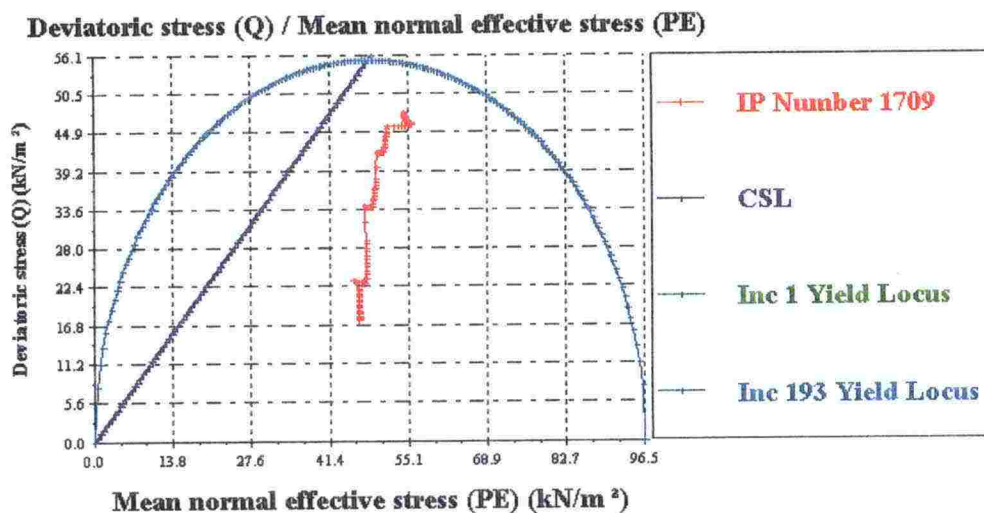
Kuva 6.21b Myötöpinnan kehittyminen, syvyys 4.2 m.



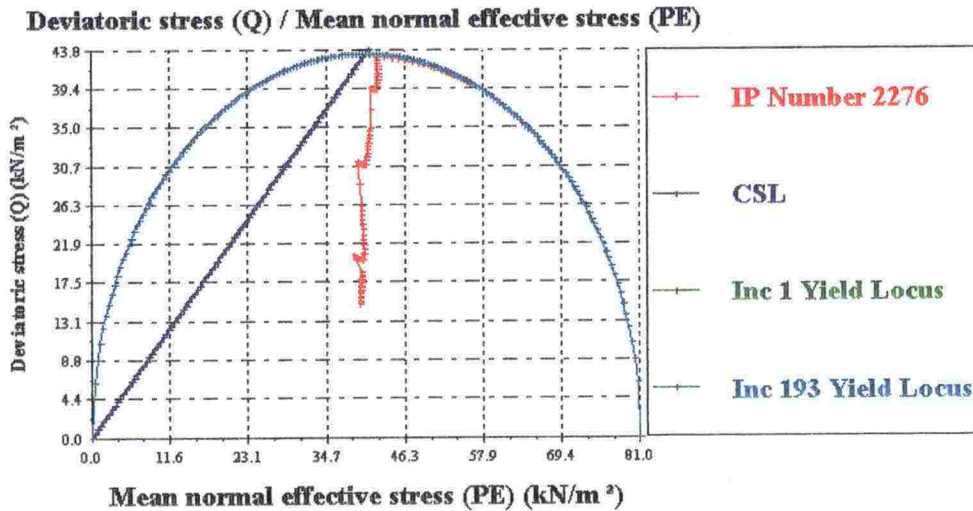
Kuva 6.21c Myötöpinnan kehittyminen, syvyys 6.0 m.



Kuva 6.21d Myötöpinnan kehittyminen, syvyys 8.9 m.



Kuva 6.21e Myötöpinnan kehittyminen, syvyys 11.0 m.



Kuva 6.21f Myötöpinnan kehittyminen, syvyys 13.6 m.

Konsolidaatiojännityksen ja suljetun leikkauslujuuden kasvu kolmen vuoden aikana rakentamisen alusta on esitetty taulukossa 6.7.

Taulukko 6.7 Konsolidaatiojännityksen p_c' ja suljetun leikkauslujuuden s_u alkuarvot ja 3 vuoden arvot tarkastelupisteissä (integrintipisteissä).

Int. piste	Syvyys, m	p_c' alussa	s_u alussa	p_c' , 3v	s_u , 3v
5266	2.4	57.6	16.6	60.4	17.4
4724	4.2	46.8	13.5	50.3	14.5
4067	6.0	47.0	12.9	56.5	15.5
3023	8.9	65.8	17.6	69.3	18.5
2276	11.0	81.0	21.7	81.0	21.7
1709	13.6	96.5	27.7	96.5	27.7

Suljettu leikkauslujuus kasvaa laskelmien perusteella penkereen keskiosan alla pehmeissä savikerroksissa noin 10 metrin syvyyteen maanpinnasta. Kasvu on voimakkainta noin 5 metrin syvyydessä maan pinnasta kohdassa, jossa esikonsolidaatiopaineen ja vallitsevan jännityksen ero on laskentamallissa pienimmillään. Syvyydellä 2.4 metriä laskettu konsolidaatiojännitys ja myös suljettu leikkauslujuus kolmen vuoden kohdalla on yllättävästi pienempi kuin maanvaraisessa tapauksessa. Tämä johtunee käytetyistä epälineaarisista ratkaisumenetelmistä johtuvista eroista.

7 YHTEENVETO

Haarajoen koepenkeren käyttäytymistä on seurattu neljän vuoden ajan. Koepenger on muokattu osaksi meluvallia ja seurantamittauksia jatketaan edelleen. Painumalaskentakilpailua suunniteltaessa arvioitiin kahden vuoden mittausajan olevan riittävä pystyjitetun osuuden primääripainuman loppuarvon saavuttamiseen. Käytännössä myös kahden vuoden konsolidointiaikaa myös maanvaraisella penkereellä voidaan pitää sopivana enimmäisaikana mikäli havaintoihin perustuvilla menetelmillä pyritään arvioimaan esim. tierakenteen käyttäytymistä seuraavan 10...15 vuoden aikana.

Haarajoen koepenkeren painumisnopeus jatkuu edelleen voimakkaana, vaikka penkeren rakentamisesta on kulunut jo yli neljä vuotta. Selkeää primääripainuman loppumista ei ole voitu havaita edes pystyjitetulla osuudella, vaikka pystyjojen väliksi oli valittu alle 1 m. Kolmen vuoden havaintojen jälkeen päätettiin ryhtyä selvittämään toisaalta penkeren hitaan/nopean painumisen syitä, sekä myös sitä, miten havaintojen avulla ja laskennallisesti voitaisiin ennustaa penkeren tulevaa käyttäytymistä.

Haarajoen koepenkeren alla oleva maapohja on lievästi ylikonsolidoitunutta, ja tästä johtuu, että mitään suuria muutoksia ei ole ollut odotettavissa ensimmäisten vuosien aikana. Sekä mittaukset että laskelmat osoittivat, että heti penkeren alla olevissa kerroksissa suljettu leikkauslujuus ja konsolidaatiojännitys kasvoivat vähän ja yli 10 m syvyydellä ei mitään johdonmukaista muuttumista ollut mitattavissa. Penkeren läpi tehdyissä kairauksissa oli lisäksi erittäin suuria vaikeuksia, koska pystyjojen tarkkaa sijaintia on lähes mahdotonta arvioida. Mittaustuloksiin varmasti vaikuttaa keskeisesti savikerroksen suuri häiriintymisherkyys.

Haarajoen koepenkeren käyttäytymistä on kuvattu useissa raporteissa ja julkaisuissa. Laskentatehtävän vaikeutta kuvaa se, että 3...4 vuotta rakentamisen jälkeen tehdyissä painumahavaintoihin perustuvissa menetelmissäkin on saatu loppupainumiin useiden kymmenien prosenttien eroja. Maanvaraisen penkeren primääripainuma on ilmeisesti vielä niin varhaisessa vaiheessa, ettei havaintoihin perustuville menetelmille ole vielä riittävästi edellytyksiä.

Pystyjitetun penkeren neljän vuoden jälkeen edelleen nopeana jatkuvaa painumaa voidaan selittää ainakin osittain pystyjitituksen aiheuttamalla häiriintymisellä. Savikerros on lievästi ylikonsolidoitunut ja tällöin pystyjojen vaikutus on vain osittainen. Lisäksi sekundääripainuman osuus on ilmeisesti jo nyt huomattavan suuri.

Elementtimenetelmällä on voitu kohtuullisen hyvin ennustaa koepenkeren käyttäytymistä. Suljetun leikkauslujuuden kasvun suuruus on likimain samansuuruinen kuin siipikairauksella tai kartiokokeella mitattu kasvu.

8 KIRJALLISUUS

Aalto, A., Rekonen, R., Lojander, M., The calculations on Haarajoki test embankment with the finite element program PLAXIS v. 6.31. Application of numerical methods to geotechnical problems. Proc. of the 4th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering (NUMGE), Udine, October 14-16, 1998.

Brinkgreve, R.B.J., Vermeer, P.A. (editors), PLAXIS. Finite Element Code for Soil and Rock Analyses. Version 7. A.A. Balkema, Rotterdam, 1998.

Cahyano, M.F., Numerical modelling of vertically drained soil. Work for Master of Science, Department of Civil Engineering, University of Glasgow, 1998.

EMBANCKO, version 1.02. Användarhandbok. Program EMBANCKO. Program för sättningsberäkning för vägbank på finkornig jord. Vägverket/Statens Geotekniska Institut. Linköping, 1994.

Hird, C.C., Pyrah, I.C., Russell, D., Finite element modelling of vertical drains beneath embankments on soft ground, *Geotechnique* 42, No. 3, 1992.

Lojander, M., Vepsäläinen, P., Haarajoen koepenkereen painumalaskentakilpailu. Loppuraportti. Tiehallinnon selvityksiä 54/2001. Tiehallinto, Helsinki 2001.

Länsivaara, T., Painuman ennustaminen painumahavaintojen perusteella. Tiehallinto, tie- ja liikennetekniikka. Tiehallinnon selvityksiä 49/2001.

Neher, H., Cudny, M., Application of multilaminate creep model. Soft Clay Modelling for Engineering Practice (SCMEP), Workshop 2, Graz, Austria, 16-19 September 2001.

Näätänen, A. Finite element calculations on Haarajoki test embankment. A seminar given at University of Glasgow, Nov. 26th, 1997.

Näätänen, A., Puumalainen, N., Saarelainen, K., Aalto, A., Lojander, M., Vepsäläinen, P., Estimation of settlement of the Haarajoki test embankment. Proc. of the 6th Finnish Mechanics Days, Publication 56, Oulu, 1997.

Näätänen, A., Vepsäläinen, P., Lojander, M., Finite element calculations on Haarajoki test embankment. Application of numerical methods to geotechnical problems. Proc. of the 4th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering (NUMGE), Udine, October 14-16, 1998.

Näätänen, A., Numeeristen laskentamenetelmien opetus ja käyttö geotekniikassa suunnittelussa. GEOFOOR N:o 18. 10.5.2000. Suomen Geoteknillinen Yhdistys r.y.

Näätänen, A., Lojander, M., Modelling of the anisotropy of Finnish clays. VII Suomen mekaniikkapäivät, Tampere 25-26.5.2000, nide 2. Tampereen teknillinen korkeakoulu, 2000.

Pietikäinen, E., Smura, M., Competition to calculate settlements at Haarajoki test embankment. NGM-2000. XIII Nordiska Geoteknikermötet, Helsinki 5.-7. Juni 2000. Finnish Geotechnical Society r.y. Helsinki, 2000.

Ravaska, O., Vepsäläinen, P., On the stress dependence of consolidation parameters. Proc. of XV Int. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ICSMGE), Istanbul 27-31.8.2001.

Rekonen, R., Lojander, M., Painumaparametrien vaiheittainen määrittäminen. Teknillinen korkeakoulu, Rakennus- ja ympäristötekniikan osasto, Pohjarakennus ja maamekaniikka, 1999.

Saarelainen, K., Aika-painumalaskelmien parametrien määrittäminen ja verifiointi. Diplomityö, Teknillinen korkeakoulu, Rakennus- ja yhdyskuntatekniikan osasto, 1998.

Saarelainen, K., Settlement calculations of the Haarajoki test embankment. 12th European Young Geotechnical Engineer's Conference (EYGEC), Tallinn 1998.

Tolla, P., Lojander, M., Kinani, K., The characteristic deformation for the Haarajoki Test Embankment. Proc. of XV Int. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ICSMGE), Istanbul 27-31.8.2001.

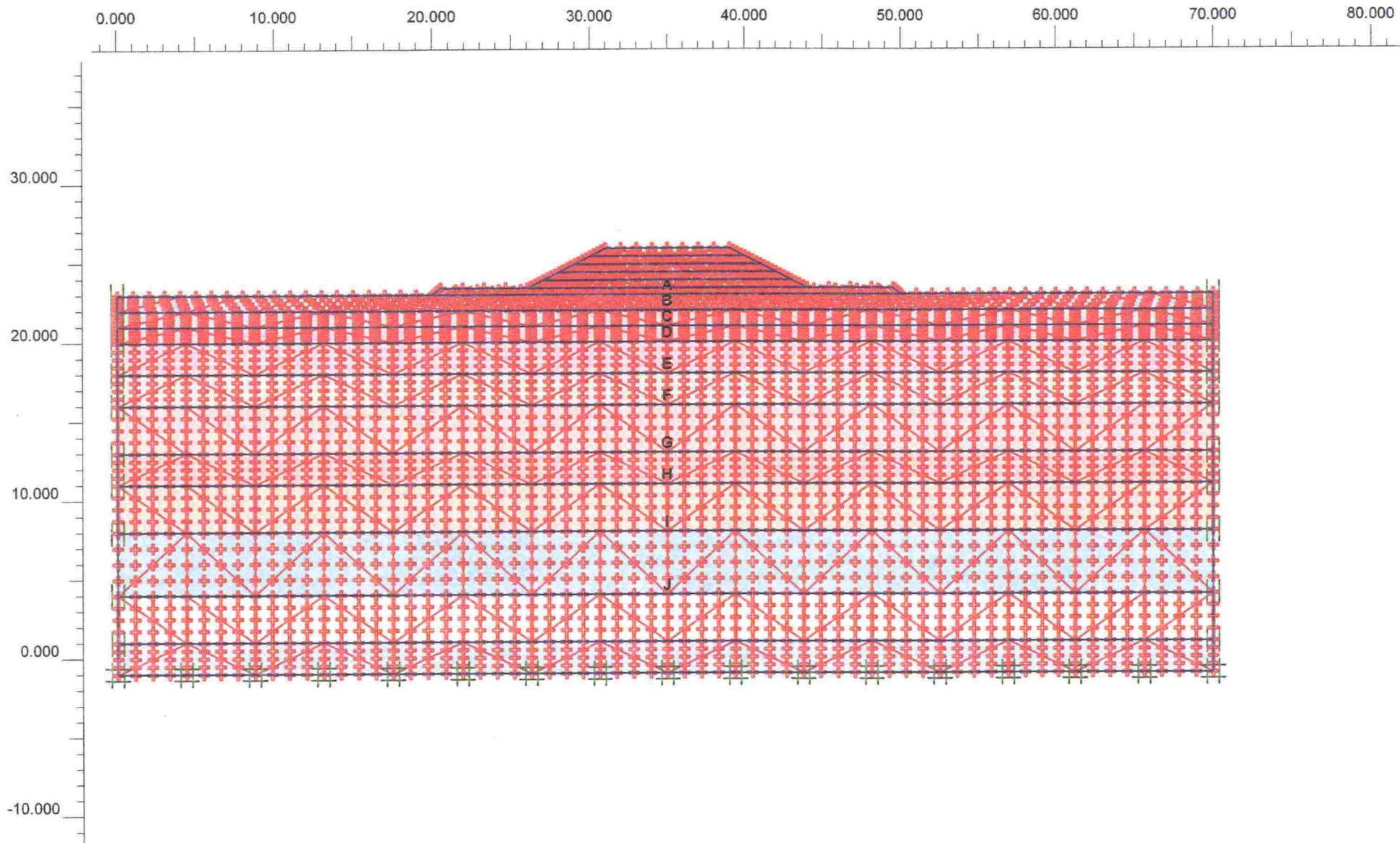
Vepsäläinen, P., Painuman, kantavuuden ja vakavuuden laskenta elementtimenetelmällä. Licensiaatintyö, Teknillinen korkeakoulu, rakennusinsinööri-osasto, pohjarakennus ja maamekaniikka, 1983.

Wood, D.M., Soil behaviour and critical state soil mechanics. Cambridge University Press, Cambridge, 1990.

Woods, R., Rahim, A., SAGE CRISP technical reference manual. For use with SAGE-CRISP version 4. SAGE Engineering Ltd, 1999.

Z-SOIL.PC.1993. V.2.11 User's guide. Zace services Ltd., Lausanne.

9 LIITTEET



PLAXIS

Finite Element Code for Soil and Rock Analyses

Project description

Liite 1. Elementtiverkko ja painumatulostuksessa käytetyt pisteet

Project name

Haarajoki-64

Step

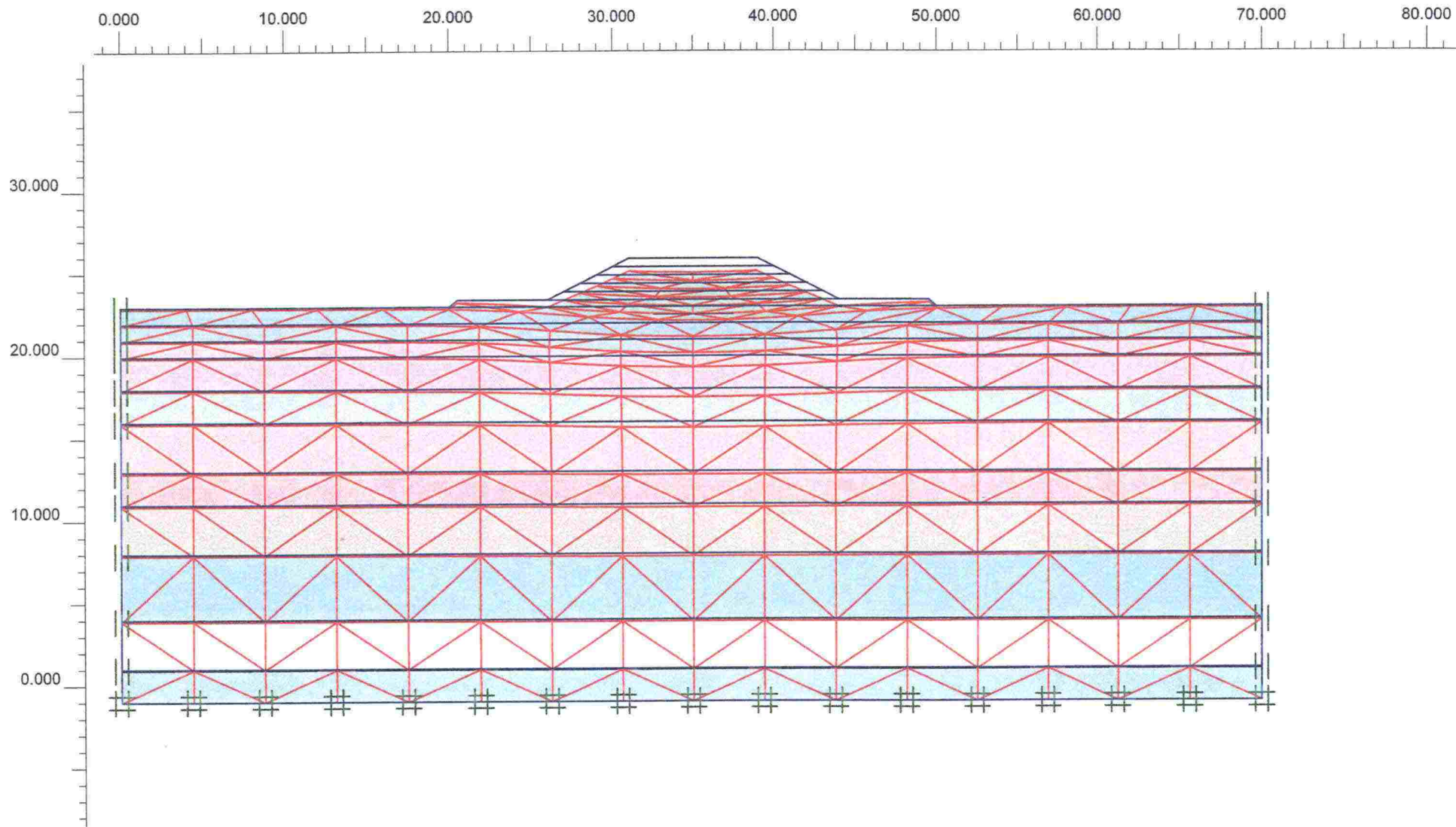
0

Date

05.02.02

User name

Helsinki University of Technology



Deformed Mesh
 Extreme total displacement $866,17 \cdot 10^{-3}$ m
 (displacements at true scale)

PLAXIS

Finite Element Code for Soil and Rock Analyses

Project description

Liite 2. Deformoitunut elementtiverkko 30 vuoden painuma-ajan jälkeen

Project name

Haarajoki-64

Step

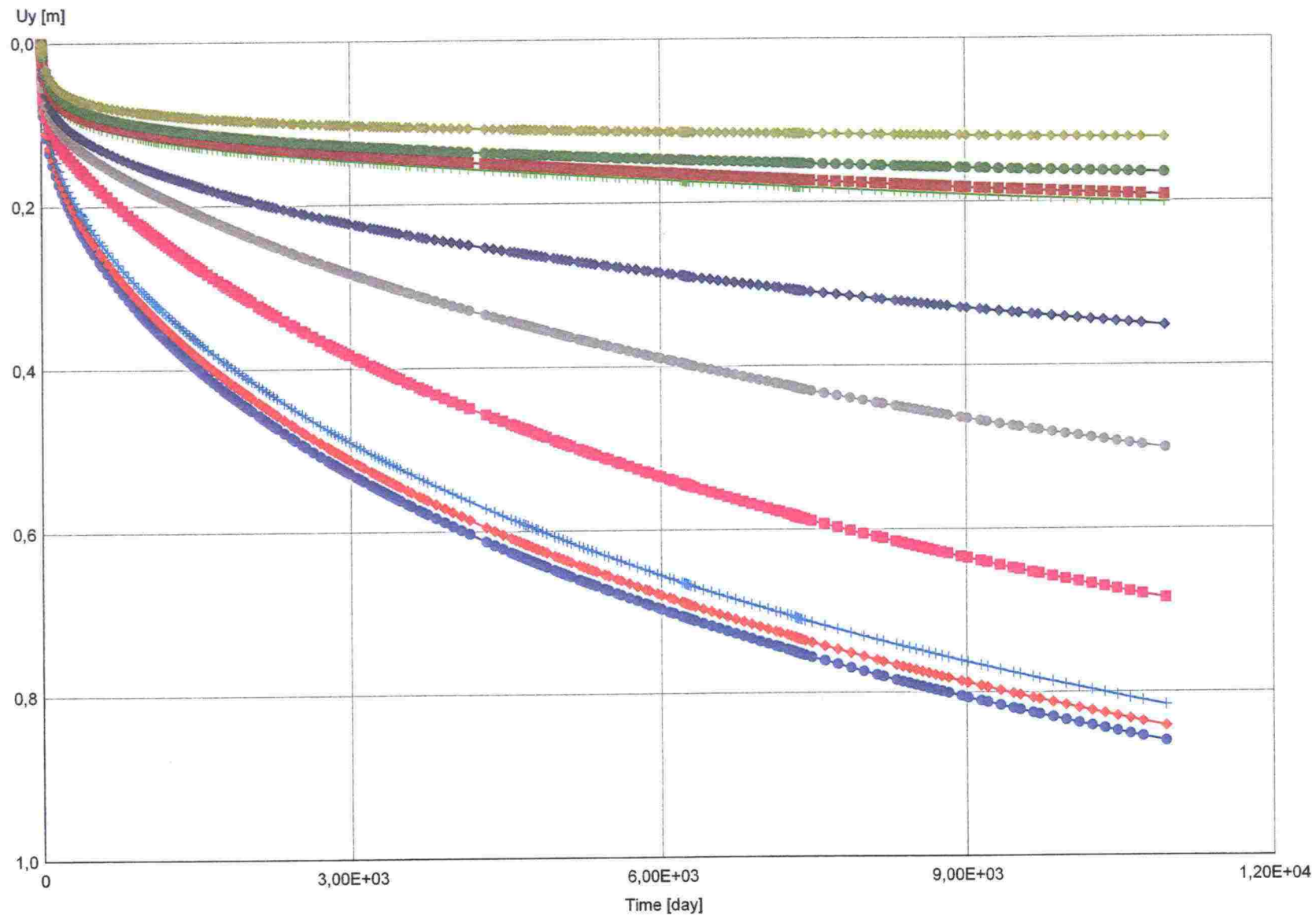
322

Date

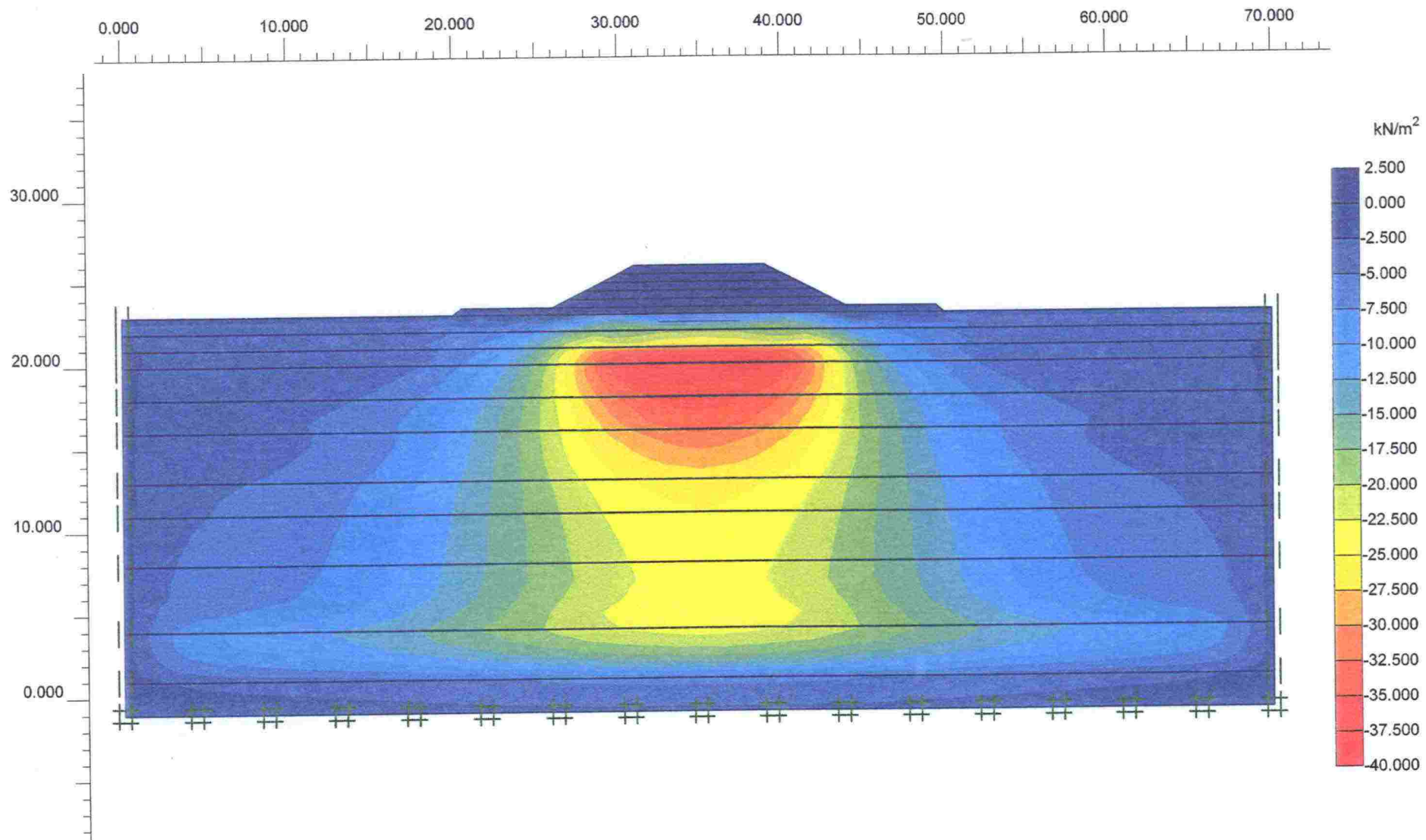
05.02.02

User name

Helsinki University of Technology



- Point A
- Point B
- Point C
- Point D
- Point E
- Point F
- Point G
- Point H
- Point I
- Point J



Excess pore pressures
 Extreme excess pore pressure -39,18 kN/m²
 (pressure = negative)

PLAXIS
 Finite Element Code for Soil and Rock Analyses

Project description

Liite 4a. Huokosylipaineet pengerrysvaiheen lopussa

Project name

Haarajoki-64

Step

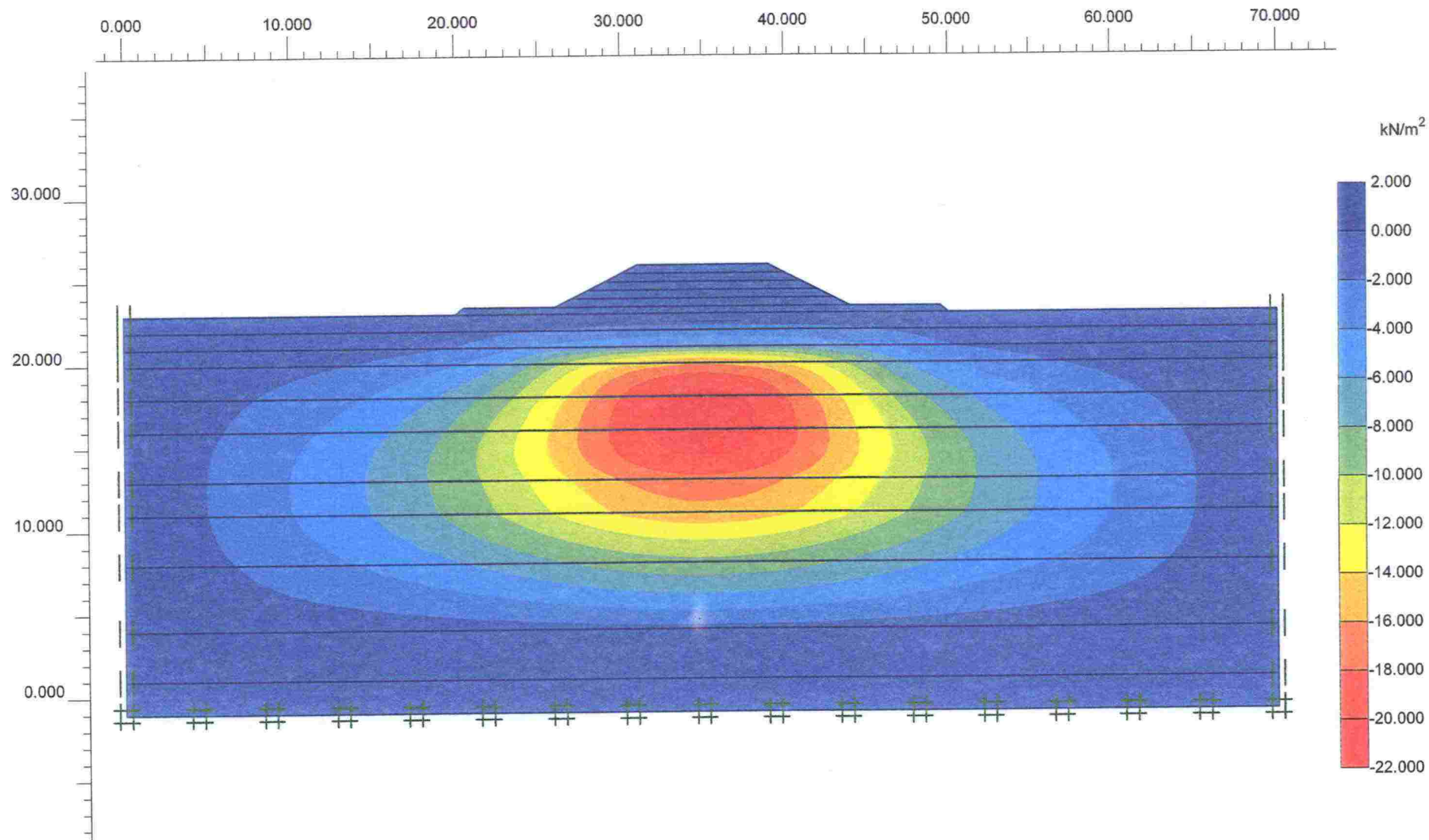
20

Date

05.02.02

User name

Helsinki University of Technology



Excess pore pressures
 Extreme excess pore pressure -21,17 kN/m²
 (pressure = negative)

PLAXIS
 Finite Element Code for Soil and Rock Analyses

Project description

Liite 4b. Huokosylipaineet 3 v kuluttua

Project name

Haarajoki-64

Step

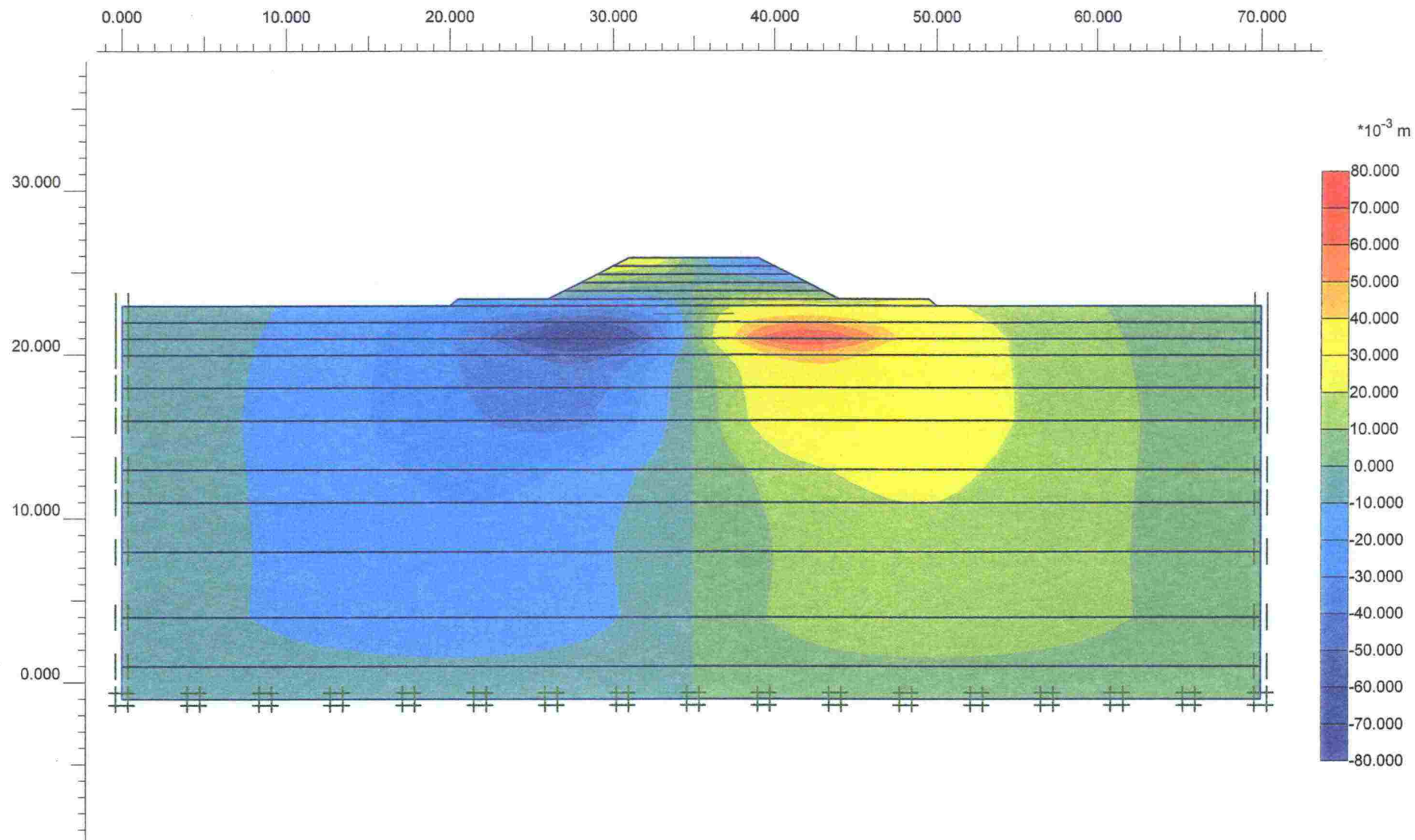
55

Date

05.02.02

User name

Helsinki University of Technology



PLAXIS
Finite Element Code for Soil and Rock Analyses

Project description

Liite 5. Sivusiirtymät 3 v kuluttua

Project name

Haarajoki-64

Step

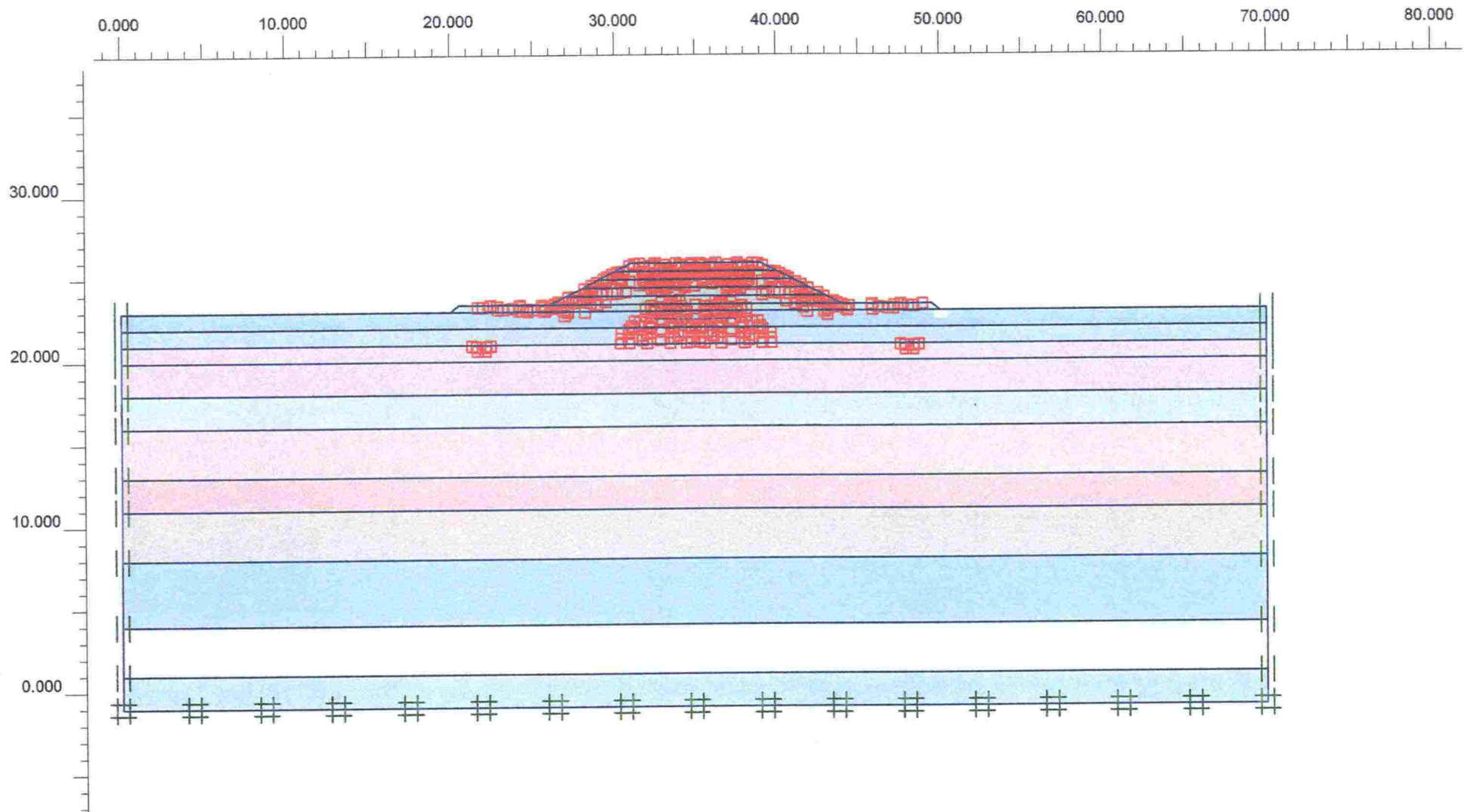
55

Date

05.02.02

User name

Helsinki University of Technology



Plastic Points

□ Plastic Mohr-Coulomb point

▣ Plastic cap point

■ Tension cut-off point

PLAXIS

Finite Element Code for Soil and Rock Analyses

Project description

Liite 6a. Plastisoituneet pisteet 3 v kuluttua, SSC-malli

Project name

Haarajoki-64

Step

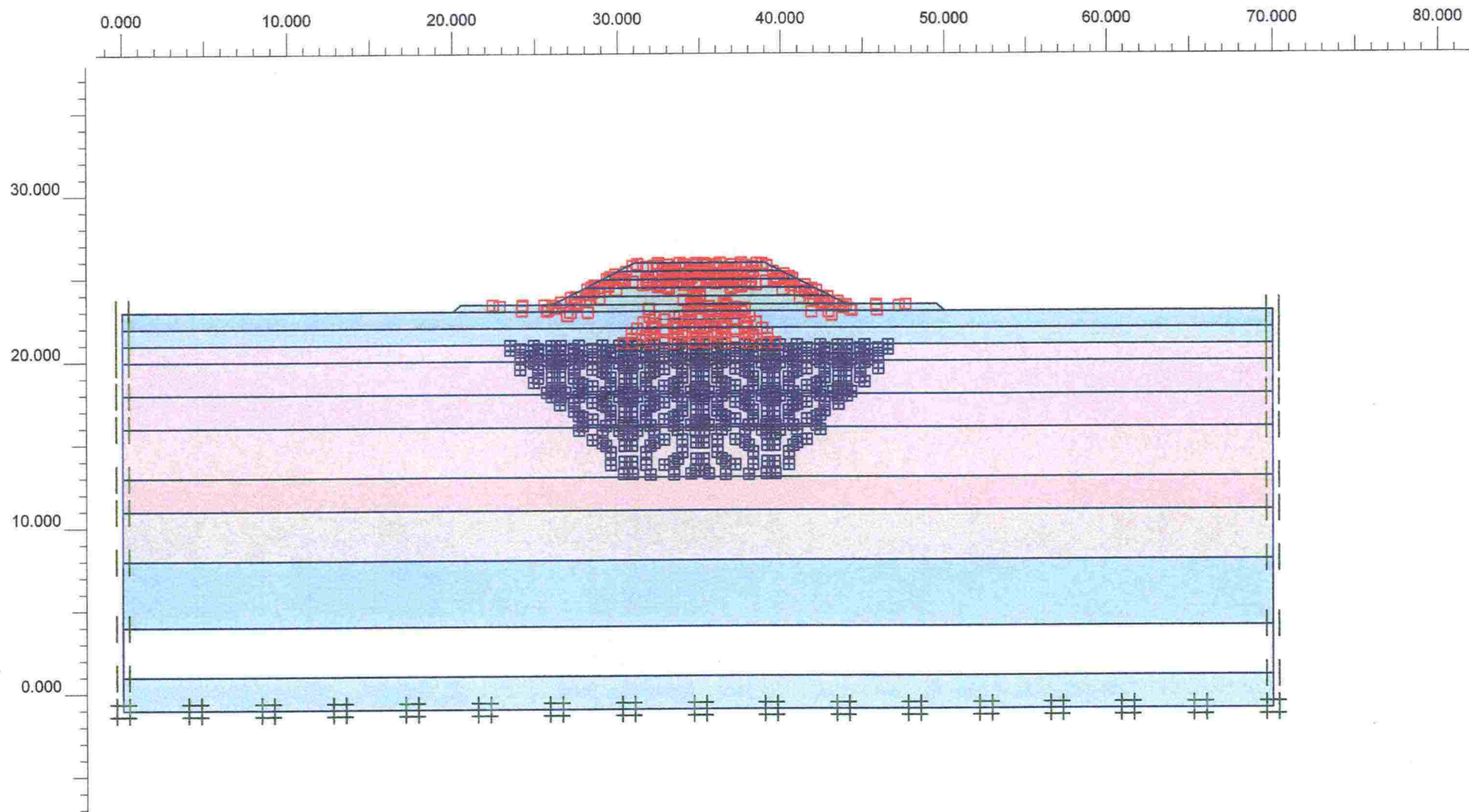
55

Date

05.02.02

User name

Helsinki University of Technology



Plastic Points

- Plastic Mohr-Coulomb point
- Plastic cap point
- Tension cut-off point

PLAXIS
Finite Element Code for Soil and Rock Analyses

Project description

Liite 6b. Plastisoituneet pisteet 3 v kuluttua, SS-malli

Project name

Haarajoki-41

Step

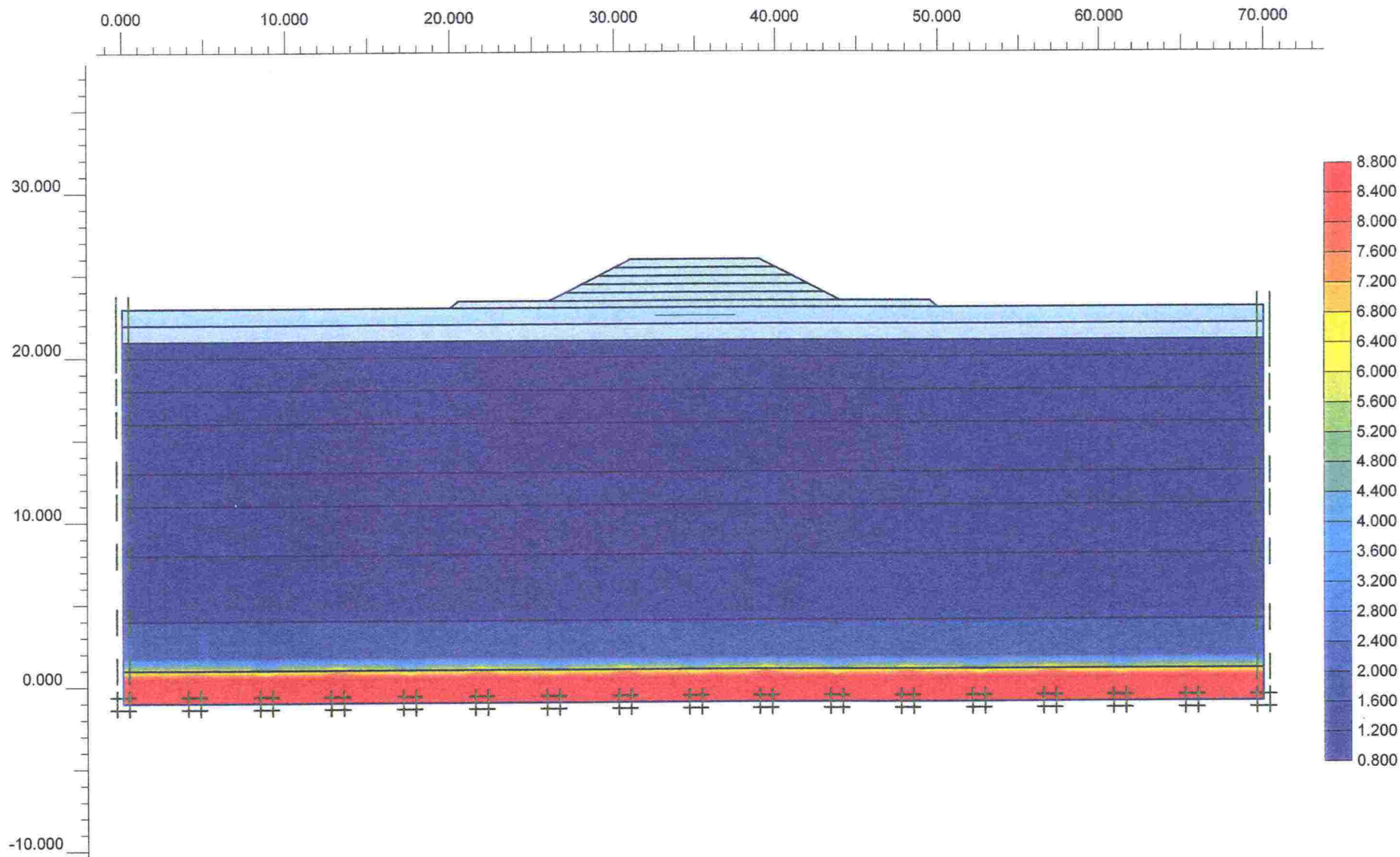
60

Date

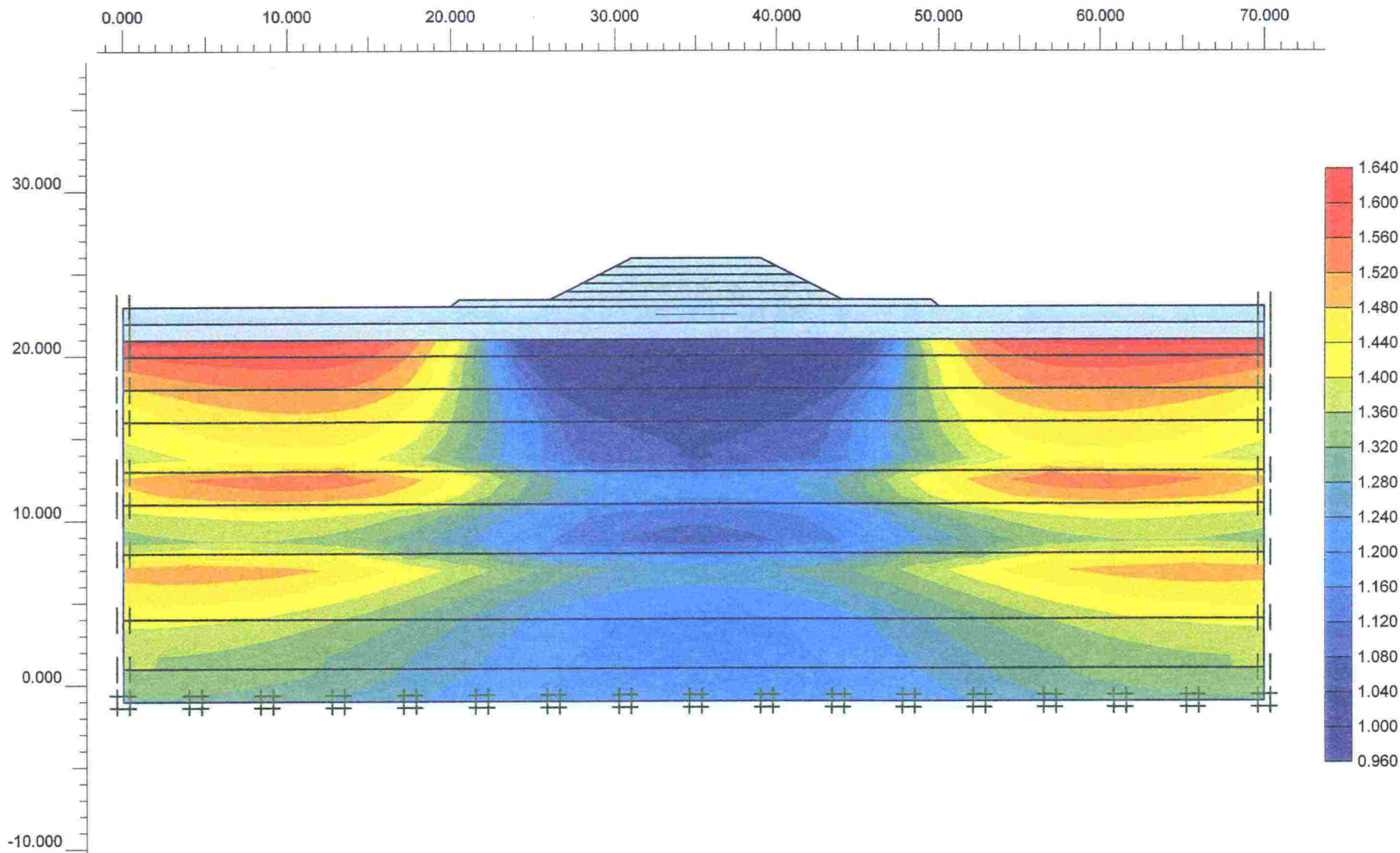
05.02.02

User name

Helsinki University of Technology



Overconsolidation ratio
Extreme Overconsolidation ratio 8,45



Overconsolidation ratio
Extreme Overconsolidation ratio 1,62

PLAXIS
Finite Element Code for Soil and Rock Analyses

Project description

Liite 7b. OCR 3 v kuluttua, SS-malli

Project name

Haarajoki-41

Step

60

Date

05.02.02

User name

Helsinki University of Technology

ISSN 1457-9871
ISBN 951-726-891-2
TIEH 3200750